



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**M<sup>r</sup>. ATMANI ABDELLATIF**

**M<sup>r</sup>. ALIANE MEHDI**

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

Option : **Hydraulique urbaine**

### INTITULE :

## **ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE CHEMINI, WILAYA DE BEJAIA**

Soutenu le **02 /07 /2019** Devant le jury composé de :

- Président : M<sup>r</sup>. BENDAHMANE. I
- Promoteur (s) : M<sup>r</sup>. HAMCHAOUI. S
- Examineur (s) : M<sup>r</sup>. HAMMOUCHE. A

## **Remerciements**

*En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant, de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin de mener ce modeste travail à terme.*

*Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre encadreur **Mr HAMCHAOUIS** pour son orientation et le temps qu'il nous accordé pour notre encadrement.*

*On remercié également tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont contribué à notre formation.*

*Nous remercions en particulier **Mr DEHDOUH Aimad**, gérant du bureau d'ingénierie et d'études techniques AD ENGINEERING, de nous avoir accueillis et fournis tous les moyens nécessaires pour la réalisation de ce présent travail.*

*Nous tenons aussi à remercier les membres de jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur de juger notre travail.*

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

*Abdelatif et Mehdi*

# Dédicace

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

- ❖ Mes chers parents pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.
- ❖ Mon frère Amine
- ❖ Ma sœur Amel et son époux Bahi
- ❖ Mon petit neveu Yanis
- ❖ Mon cher ami et binôme Abdelatif et sa famille
- ❖ A tous mes ami (es) en particulier :Kenza, Khali moh ,Fateh, Abdelatif ,Sofiane,Dyhia ,Makhlouf, Kaci,Said,Adel ,Younes ,Djugoo, Farid, Nadjim ,Boudiaf Sans oublier mes copains de chambre A115 et bien surtout les résidents de la chambre I 104
- ❖ La promo hydraulique 2019

En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

ALIANE Mehdi

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes très chers parents à qui je dois tout, je profite de les remercier pour  
Leur encouragement, leur aide, le soutien qu'ils m'ont apporté et le  
Sacrifice qu'ils ont fait pour moi, afin d'atteindre mon objectif, ainsi leur  
éducation qui est la monnaie courante dans ma vie, que Dieu les protège  
et les entoure de sa bénédiction.*

- *Mes chers frères : **Faycel** et **Abdeslam** que dieu les garde pour nous.*
- *Mes très chères sœurs : **Samia**, **Houda** et **Feriale** que dieu les garde pour nous.*
- *Mes oncles et mes tantes.*
- *Mon cher ami et binôme **Mehdi** et sa famille.*

*Tous mes amis (es) : Mehdi, Mouh, Jugu, Farid, Nadjim, Boudiaf et tous ceux que j'estime beaucoup...*

*Toute les étudiants du département d'hydraulique en particulier notre promo.*

***Abdellatif***

## Liste des symboles et abréviation

- A** : l'amortissement annuel (Annuité)  
**a** : La célérité de l'onde (m/s)  
**B** : Valeur du coup de bélier (m)  
**BL** : Le bilan (DA)  
**C** : Coefficient de perte de charge (cas de montée de l'eau) dans la tuyère  
**C'** : Coefficient de perte de charge (cas de descente de l'eau) dans la tuyère  
**Ca** : Cote d'aspiration (m)  
**Cos** ( $\varphi$ ) : le facteur de puissance  
**D** : Diamètre de la conduite (m)  
**D<sub>ext</sub>** : Diamètre extérieur (m)  
**D<sub>int</sub>** : Diamètre intérieur (m)  
**D<sub>min</sub>** : Diamètre minimal de la conduite (m)  
**D<sub>n</sub>** : Le diamètre du tuyau (m)  
**D<sub>max</sub>** : Diamètre maximale de la conduite (m)  
**D<sub>1</sub>** : Diamètre donné par BONNIN (m)  
**D<sub>2</sub>** : Diamètre donné par BRESS (m)  
**d** : Le diamètre de la tuyère (m)  
**d'** : Diamètre de la veine contracté (m)  
**E** : l'énergie consommée par la pompe (KWh)  
**e** : Epaisseur de la conduit (m)  
**e<sub>u</sub>** : Prix unitaire du KWh fixé a (4,67 DA)  
**F<sub>am</sub>** : Les Frais d'amortissement (DA)  
**F<sub>exp</sub>** : Les Frais d'exploitation (DA)  
**g** : l'accélération de la pesanteur ( $g=9,81$ )  
**H** : La hauteur du réservoir on prend 4 et 5 m (m)  
**H<sub>a</sub>** : La hauteur d'aspiration en (m)  
**H<sub>d</sub>** : La hauteur de dépression (m)  
**H<sub>g</sub>** : La hauteur géométrique (m)  
**H<sub>inc</sub>** : La hauteur d'incendié (m)  
**H<sub>L</sub>** : Perte de charge linéaires (m)  
**HMT** : La hauteur manométrique totale (m)  
**H<sub>s</sub>** : Perte de charge singulière (m)  
**HT** : Perte de charge totale (m)  
**H<sub>sr</sub>** : La hauteur de surpression (m)  
**H''** : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m)  
**H<sub>0</sub>** : La pression absolue a point le plus haut de la conduite (m)  
**H<sub>1</sub>** : La hauteur au point de fonctionnement désiré (m)  
**H'** : La hauteur au point homologue du point désiré (m)  
**h** : Perte de charge engendré par vannage (m)  
**i** : Le taux d'intérêt ( $i=8\%$ )  
**j** : Perte de charge linéaire (m/ml)  
**j<sub>asp</sub>** : Perte de charge à l'aspiration (m)

- $j_{ref}$**  : Perte de charge au refoulement (m)  
 **$J_v$**  : Perte de charge dans la vanne (m)  
 **$K$**  : La rugosité absolue de la conduite  
 **$K'$**  : coefficient de rapport de vitesse  
 **$K_c$**  : Coefficient dépendant de la nature de la conduite  
 **$K_{max,j}$**  : Coefficient d'irrégularité qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3  
 **$K_{max,h}$**  : Coefficient de variation horaire maximale  
 **$K_{min,j}$**  : Coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9.  
 **$L$**  : Longueur de la conduite (m)  
 **$L_{ij}$**  : Longueur du tronçon (i-j) en (m)  
 **$m$**  : Coefficient de rognage  
 **$m'$**  : Le rapport du diamètre de la section de la veine contracté et du diamètre de la tubulure  
 **$m''$**  : Le rapport du diamètre de la tuyère et du diamètre de la tubulure  
 **$N$**  : La vitesse de rotation (tr/min)  
 **$N'$**  : La nouvelle vitesse de rotation (tr/min)  
 **$N_h$**  : Nombre d'habitants  
 **$NPSH_a$**  : La charge minimale disponible à l'aspiration  
 **$NPSH_r$**  : La charge nette minimale à l'aspiration  
 **$n$**  : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul  
 **$n_i$**  : Nombre d'année d'amortissement ( $n= 30ans$ )  
 **$P$**  : La puissance utile (KW)  
 **$P_a$**  : La puissance absorbée par la pompe (KW)  
 **$P_j$**  : La pression au sol du point considéré (m)  
 **$P_{max}$**  : Le résidu maximal dans le réservoir (%)  
 **$P_n$**  : La population à l' horizon d'étude  
 **$P_u$**  : Le prix de mètre linéaire de la conduite (DA/ml)  
 **$P_0$**  : La population de l'année référence (2008)  
**PEHD** : Polyéthylène haute densité  
 **$P_m$**  : la puissance de moteur (KW)  
**PN**: La pression nominale  
**PNS** : Pression nominal de service  
 **$P_{trans}$**  : la puissance du poste transformateur (KW)  
 **$Q$**  : Le débit qui doit transiter dans la conduite ( $m^3/s$ )  
 **$Q'$**  : Le débit qui doit transiter dans la conduite ( $m^3/s$ )  
 **$Q_{equi}$**  : Besoins d'équipement ( $m^3/j$ )  
 **$Q_{dome}$**  : Besoins domestiques ( $m^3/j$ )  
 **$Q_c$**  : Somme des débits localisé en noeud considéré (l/s)  
 **$Q_p$**  : Débit de pointe en ( $m^3/j$ )  
 **$Q_{p1}$**  : Débit de point de le village (l/s)  
 **$Q_n$**  : Débit du nœud (l/s)  
 **$Q_r$**  : Débit de route (l/s)  
 **$Q_s$**  : Débit spécifique (l/s)  
 **$Q_{maj,j}$**  : Débit majoré journalier en ( $m^3/j$ )

- $Q_{\max,j}$**  : Débit maximum journalier en ( $m^3/j$ )  
 **$Q_{\text{maj},h}$**  : Débit moyen majoré horaire ( $m^3/h$ )  
 **$Q_{\max,h}$**  : Débit maximum horaire ( $m^3/h$ )  
 **$Q_{\min,j}$**  : Débit minimale journalier en ( $m^3/j$ )  
**Q** : Le débit au point de fonctionnement désiré ( $m^3/s$ )  
 **$Q_1$**  : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage ( $m^3/s$ )  
 **$Q_2$**  : Le débit au point homologue du point désiré ( $m^3/s$ )  
 **$Q_3$**  : Le débit au point homologue de P1 ( $m^3/s$ )  
**q** : Dotation moyenne journalière (l/j. cons)  
**R** : Coefficient qui caractérise  
**Re** : Le nombre de REYNOLDS  
 **$R_{+\max}$**  : Excédent en eau à différentes heures de la journée  
 **$R_{-\max}$**  : Insuffisantes en eau à différentes heures de la journée  
 **$R_{\text{ait soula}}$**  : réservoir ait soula  
 **$R_{\text{semoune}}$**  : réservoir semoune  
 **$R_{\text{takourbt}}$**  : Reservoir takourabt  
 **$R_{\text{sources}}$**  : réservoirs des sources  
**r** : Le pourcentage de rognage (%)  
**S** : Section de la conduite ( $m^2$ )  
**SR1** : Station de reprise 1  
**SR2**: Station de reprise 2  
**SR3**: Station de reprise 3  
**SR4**: Station de reprise 4  
**SR5**: Station de reprise 5  
**SR6**: Station de reprise 6  
**T** : Le taux d'accroissement annuel de la population en %, pris égale à 2,50  
**T<sub>f</sub>** : Le temps de fermeture de la vanne (s)  
**T<sub>v</sub>** : La pression de vapeur maximale de l'air  
**T'** : Le nouveau temps de pompage (s)  
**T<sub>0</sub>** : La température de l'eau en degré,  $T=20^0$  C  
**t** : Le temps de pompage par jour ( $t=20h$ )  
**U** : Le volume de l'air dans le réservoir à l'intervalle de temps (m/s)  
**U<sub>0</sub>** : Volume d'air initial ( $m^3$ )  
**U<sub>max</sub>** : Le volume maximal d'air dans la cloche ( $m^3$ )  
**V** : La vitesse d'écoulement (m/s)  
**V<sub>f</sub>** : Vitesse finale choisie (m/s)  
**V<sub>m</sub>** : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.  
**V<sub>T</sub>** : Le volume total du réservoir ( $m^3$ )  
*Liste des symboles et abréviations*  
**V<sub>u</sub>** : Le volume utile de stockage du réservoir ( $m^3$ )  
**V<sub>min</sub>** : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s  
**V<sub>max</sub>** : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s  
**V<sub>inc</sub>** : Le volume d'incendie ( $120m^3$ )  
**V<sub>0</sub>** : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

**V<sub>1</sub>** : Vitesse dans la tuyère (cas de la montée d'eau) (m/s)

**V<sub>2</sub>** : Vitesse dans la tuyère (cas de la descente d'eau) (m/s)

**Z** : L'altitude

**Z'** : La pression dans le réservoir d'air

**Z<sub>0</sub>** : Pression absolue

**θ** : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite (s)

**α max** : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4

**β max** : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

**η** : Le rendement de la pompe (%)

**ν** : Viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s)

**λ** : Coefficient de frottement de Darcy

**φ** : Le diamètre de la tubulure (m)

**ξ** : Coefficient d'ouverture de la vanne

**o** : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal

**ρ** : La masse volumique (kg/m<sup>3</sup>)

**π** : 3,14

**Δh<sub>1</sub>** : La perte de charge à la montée (m)

**Δh<sub>2</sub>** : La perte de charge à la descente (m)

**ΔU** : La variation du volume d'air (m<sup>3</sup>)

# Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles et abréviations

**Introduction générale.....1**

## **Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins**

I.1	Introduction : .....	2
I.2	Situation géographique : .....	2
I.3	Relief et topographie : .....	4
I.4	Climat : .....	4
I.5	Température : .....	4
I.6	Pluviométrie : .....	4
I.7	Hydrologie : .....	5
I.8	Situation hydraulique : .....	5
I.8.1	Description des forages : .....	6
I.8.2	Description des sources : .....	6
I.9	Population et démographie : .....	7
I.10	Estimation des besoins : .....	8
I.10.1	Évaluation de la population : .....	8
I.10.2	Évolution des besoins en eau de la population de région d'étude : .....	9
I.10.3	Dotation : .....	9
I.11	Différents types de besoins : .....	10
I.11.1	Besoins domestique : .....	10
I.11.2	Besoin scolaires : .....	10
I.11.3	Besoins sportifs : .....	11
I.11.4	Besoins sanitaires : .....	11
I.11.5	Besoins socioculturel : .....	12
I.11.6	Besoins administratifs : .....	12
I.11.7	Besoins industriels : .....	13
I.12	Récapitulatif des différents besoins en eau à l'horizon 2045 : .....	13
I.13	Majoration de la consommation moyenne journalière : .....	15
I.14	Variation de la consommation journalière : .....	16
I.14.1	La consommation maximale journalière et minimale : .....	16
I.14.2	Variation de la consommation horaire : .....	18
I.15	Répartitions du domaine en zones : .....	19
I.16	Conclusion : .....	22

## Chapitre II : Réservoirs

II.1	Introduction :	23
II.2	Rôles et utilités des réservoirs :	23
II.2.1	Régulateur et accumulateur :	23
II.2.2	Augmentation des pressions :	23
II.2.3	Gain d'énergie au niveau de la station de pompage :	23
II.2.4	Utilité pour briser la charge :	23
II.2.5	Stockage de la réserve d'incendie :	23
II.3	Classification des réservoirs :	23
II.4	Choix du type de réservoir :	24
II.5	Équipement des réservoirs :	24
II.5.1	Conduite d'adduction :	24
II.5.2	Conduite de Trop-plein :	25
II.5.3	Conduite de distribution :	25
II.5.4	Conduite de vidange :	25
II.5.5	Conduite de By-pass :	26
II.6	Détermination de la Capacité du réservoir :	26
II.6.1	Méthode graphique :	26
II.6.2	Méthode analytique :	26
II.7	Description du domaine d'études :	28
II.8	Détermination des capacités des réservoirs :	30
II.8.1	Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (SR1) :	30
II.8.2	Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (SR2) :	30
II.8.3	Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (SR3) :	31
II.8.4	Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (SR4) :	33
II.8.5	Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (SR5) :	34
II.8.6	Dimensionnement du réservoir Takourabth :	36
II.8.7	Dimensionnement du réservoir des eaux sources :	38
II.8.8	Dimensionnement du réservoir Ait Soula :	40
II.8.9	Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (SR6) :	42
II.8.10	Dimensionnement du réservoir semoune :	44
II.9	Conclusion :	46

## Chapitre III : Adduction

III.1	Introduction :	47
III.2	Type d'adduction :	47
III.2.1	Adduction par refoulement :	47

III.2.2	Adduction gravitaire.....	47
III.2.3	Adduction mixte :.....	47
III.3	Choix du tracé :.....	47
III.4	Choix du type de matériaux pour les conduites.....	48
III.5	Les équipements du système d'adduction .....	48
III.5.1	Les vannes de sectionnement : .....	48
III.5.2	Les ventouses : .....	48
III.5.3	Les robinets de décharge (vidanges) :.....	49
III.5.4	Les clapets :.....	49
III.5.5	Les Crépines :.....	49
III.6	Description du schéma d'adduction .....	49
III.6.1	Adduction par refoulement : .....	49
III.6.2	Adduction gravitaire :.....	49
III.7	Calcul du diamètre économique .....	49
III.8	Calcul de la vitesse .....	50
III.9	Les pertes de charges :.....	50
III.10	Les pertes de charge linéaire ( $H_L$ ).....	50
III.11	Régime turbulent rugueux.....	51
III.12	Régime transitoire .....	51
III.13	Les pertes de charge singulières ( $H_S$ ).....	51
III.14	Les pertes de charge totale ( $H_T$ ) .....	51
III.15	Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation ( $H_{MT}$ ).....	51
III.16	Calcul de la puissance absorbée par la pompe.....	52
III.17	Calcul de l'énergie consommée par la pompe : .....	52
III.18	Calcul des frais d'exploitation : .....	52
III.19	Calcul des frais d'amortissement :.....	52
III.20	Calcul du bilan .....	53
III.21	Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons : .....	53
III.21.1	Adduction par refoulement.....	53
III.21.2	Partie adduction gravitaire .....	57
III.22	Conclusion : .....	60

## **Chapitre IV : Pompes**

IV.1	Introduction : .....	62
IV.2	Le choix de type de la pompe.....	62
IV.3	Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges .....	62
IV.3.1	Hauteur manométrique ( $H_{MT}$ ) .....	62

IV.3.2	Le débit (Q) .....	63
IV.3.3	La vitesse de rotation (N) .....	63
IV.3.4	Les puissances .....	63
IV.3.5	Le rendement ( $\eta$ ) .....	63
IV.3.6	Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge .....	63
IV.4	Le point de fonctionnement de la pompe .....	64
IV.5	Couplage des pompes .....	67
IV.5.1	Couplage en parallèle .....	67
IV.5.2	Couplage en série .....	68
IV.6	Le phénomène de cavitation .....	69
IV.6.1	La puissance du moteur .....	70
IV.6.2	La puissance du poste transformateur .....	71
IV.7	Étude et choix des pompes du projet : .....	71
IV.7.1	Élévation de SR1 vers SR2 : .....	71
IV.7.2	Élévation de SR2 vers SR3 .....	73
IV.7.3	Élévation de SR3 vers SR4 .....	74
IV.7.4	Élévation de SR4 vers SR5 .....	76
IV.7.5	Élévation de SR5 vers R Ait soula .....	77
IV.7.6	Élévation de SR6 vers R Semoune .....	79
IV.8	Conclusion .....	81

## **Chapitre V : Coup de bélier**

V.1	Introduction .....	82
V.2	Causes du coup de bélier .....	82
V.3	Moyens de protection contre le coup de bélier .....	82
V.4	Les volants d'inertie .....	82
V.5	Les soupapes de décharge .....	83
V.6	Les ventouses .....	84
V.7	Les réservoirs d'air .....	84
V.8	Les cheminées d'équilibre .....	85
V.9	Étude du coup de bélier .....	85
V.9.1	Calcul de la célérité d'onde .....	85
V.9.2	La valeur numérique du coup de bélier .....	86
V.10	Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement .....	87
V.10.1	Interprétation des résultats : .....	87
V.10.2	Méthode de calcul du réservoir d'air .....	87

V.10.3	Application du calcul pour le tronçon (SR1- SR2) : .....	89
V.10.4	Application du calcul pour le tronçon (SR2- SR3) : .....	92
V.10.5	Application du calcul pour le tronçon (SR3- SR4) : .....	94
V.10.6	Application du calcul pour le tronçon (SR4- SR5) : .....	95
V.10.7	Application du calcul pour le tronçon (SR5- R <sub>Aitsoula</sub> ) : .....	97
V.10.8	Application du calcul pour le tronçon (SR6- R <sub>Semaoune</sub> ) : .....	98
V.11	Conclusion .....	100

## **Chapitre VI : Distribution**

VI.1	Introduction : .....	101
VI.2	Classification des réseaux de distribution : .....	101
VI.2.1	Le réseau ramifié .....	101
VI.2.2	Le réseau maillé .....	101
VI.2.3	Le réseau mixte .....	101
VI.2.4	Le réseau à alimentation distincte .....	101
VI.3	Conception du réseau de distribution : .....	101
VI.3.1	Choix du tracé .....	101
VI.3.2	Choix des conduites de distribution : .....	102
VI.4	Équipements et accessoires du réseau .....	102
VI.4.1	Les canalisations .....	102
VI.4.2	Organes accessoires .....	102
VI.5	Description du réseau projeté : .....	103
VI.6	Calcul hydraulique du réseau de distribution .....	104
VI.6.1	Détermination du débit de pointe .....	104
VI.6.2	Débit spécifique .....	105
VI.6.3	Débit de route .....	105
VI.6.4	Débit au nœud : .....	105
VI.7	Calcul des différents débits du réseau .....	106
VI.8	Modélisation et simulation du réseau hydraulique .....	107
VI.8.1	Présentation du logiciel EPANET .....	107
VI.8.2	Les étapes d'utilisation d'EPANET .....	109
VI.8.3	Modélisation du réseau .....	109
VI.8.4	Simulation du réseau .....	110
VI.9	Cas de pointe plus incendie .....	113
VI.10	Conclusion : .....	118
<b>Conclusion générale</b> .....		119
Bibliographie .....		120

## Liste des figures

<b>Figure (I.1)</b> : Situation géographique de la commune.....	2
<b>Figure (I.2)</b> : Image de la commune de Chemini prise sur Google Earth.....	3
<b>Figure (I.3)</b> : le bassin hydrographique de la commune de Chemini.....	5
<b>Figure (I.4)</b> : Emplacement des forages prise par un appareil photo.....	6
<b>Figure (II-1)</b> : Réservoir d'eau équipé.....	24
<b>Figure (II-2)</b> : Trop plein et vidange.....	25
<b>Figure (II-3)</b> : Conduites de la distribution et de vidange.....	25
<b>Figure (II-4)</b> : By-pass entre l'adduction et la distribution.....	26
<b>Figure (II.5)</b> : Schéma général du réseau.....	29
<b>Figure (IV.1)</b> : Profil piézométrique du refoulement.....	63
<b>Figure (IV.2)</b> : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites.....	64
<b>Figure (IV.3)</b> : Point de fonctionnement d'une pompe.....	65
<b>Figure (IV.4)</b> : Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge.....	68
<b>Figure (IV.5)</b> : Couplage en série d'une pompe centrifuge.....	69
<b>Figure (IV.6)</b> : Graphe des courbes N.P.S.H.....	70
<b>Figure (IV.7)</b> : Les courbes caractéristiques de la pompeSR1.....	72
<b>Figure (IV.8)</b> : Les courbes caractéristiques de la pompeSR2.....	73
<b>Figure (IV.9)</b> : Les courbes caractéristiques de la pompeSR3.....	75
<b>Figure (IV.10)</b> : Les courbes caractéristiques de la pompeSR4.....	76
<b>Figure (IV.11)</b> : Les courbes caractéristiques de la pompeSR5.....	78
<b>Figure (IV.12)</b> : Les courbes caractéristiques de la pompeSR6.....	79
<b>Figure (V.1)</b> : Volant d'inertie.....	83
<b>Figure (V.2)</b> : Soupape de décharge.....	83
<b>Figure (V.3)</b> : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.....	84
<b>Figure (V.4)</b> : Cheminée d'équilibre.....	85
<b>Figure (V.5)</b> : Epure de BERGERON pour le tronçon (SR1-SR2).....	91
<b>Figure (V.6)</b> : Variation de pression absolue pour le tronçon (SR1-SR2).....	92
<b>Figure (VI.1)</b> ; Schéma représentatif du réseau de distribution (Zone I).....	104
<b>Figure(VI.2)</b> : Environnement de travail sur EPANET.....	109
<b>Figure (VI.3)</b> :L'emplacement des deux réducteurs de pression.....	112
<b>Figure (VI.4)</b> : État des nœuds et des arcs (conduites) du réseau.....	113
<b>Figure (VI.5)</b> : Résultats de la simulation dans le cas de pointe après changement des Diamètres.....	116

## Liste des tableaux

---

### Liste des tableaux

<b>Tableau (I.1) :</b> Températures moyennes de la région (CHEMINI-2016).....	4
<b>Tableau (I.2):</b> Tableau récapitulatif des sources de Chemini.....	7
<b>Tableau (I.3) :</b> Nombre de population par village de la commune de Chemini en 2008.....	8
<b>Tableau (I.4) :</b> Estimation de la population à l’horizon 2045.....	9
<b>Tableau (I.5) :</b> Besoins domestiques.....	10
<b>Tableau (I.6) :</b> Déterminations des besoins scolaires.....	11
<b>Tableau (I.7) :</b> Besoins sportifs .....	11
<b>Tableau (I.8) :</b> Besoins sanitaires.....	12
<b>Tableau (I.9) :</b> Besoins socioculturel.....	12
<b>Tableau (I.10) :</b> Besoins administratifs .....	13
<b>Tableau (I.11) :</b> besoins industriels.....	13
<b>Tableau (I.12) :</b> tableau récapitulatif des différents besoins en eau.....	14
<b>Tableau (I.13) :</b> répartition de la consommation moyenne journalière majorée.....	15
<b>Tableau (I.14) :</b> Calcul de la consommation moyenne minimale et maximale journalière.....	17
<b>Tableau (I.15) :</b> Variation des valeurs de $\beta_{max}$ .....	18
<b>Tableau (I.16) :</b> Tableau récapitulatif des valeurs de $K_{max.h}$ .....	19
<b>Tableau (I.17) :</b> tableau récapitulatif des besoins en eaux de la zone I.....	19
<b>Tableau (I.18) :</b> tableau récapitulatif des besoins en eaux de la zone II.....	20
<b>Tableau (I.19) :</b> tableau récapitulatif des besoins en eaux de la zone III.....	20
<b>Tableau (I.20) :</b> tableau récapitulatif des besoins en eaux de la zone IV.....	20
<b>Tableau (I.21):</b> tableau récapitulatif des besoins en eaux de la zone V.....	21
<b>Tableau (I.22) :</b> tableau récapitulatif des besoins en eaux de la zone VI.....	21
<b>Tableau (I.23) :</b> tableau récapitulatif des valeurs de $K_{maxh}$ .....	21
<b>Tableau (II.1) :</b> Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir SR1 .....	30
<b>Tableau (II.2) :</b> Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir SR2.....	31
<b>Tableau (II.3) :</b> Dimensionnement du réservoir de la station de reprise SR3.....	32
<b>Tableau (II.4) :</b> Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir SR3.....	33
<b>Tableau (II.5) :</b> Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir SR4.....	34
<b>Tableau (II.6) :</b> Dimensionnement du réservoir de la station de reprise SR5.....	35
<b>Tableau (II.7) :</b> Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir SR5.....	36
<b>Tableau (II.8):</b> Dimensionnement du réservoir de Takourabt.....	37
<b>Tableau (II.9) :</b> Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir Takourabth.....	38
<b>Tableau (II.11) :</b> Dimensionnement du réservoir d’eaux de sources.....	39

## Liste des tableaux

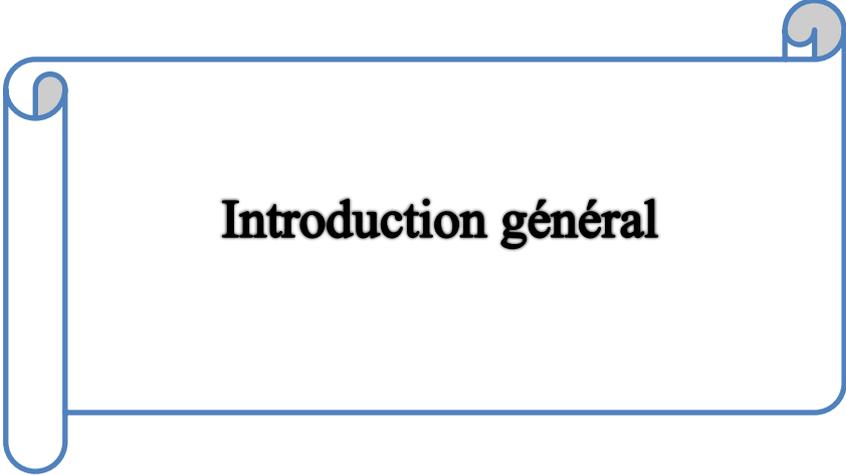
---

<b>Tableau (II.12) :</b> Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir des eaux des sources..	40
<b>Tableau (II.13):</b> Dimensionnement du réservoir d'Ait soula.....	41
<b>Tableau (II.14) :</b> Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir Ait soula.....	42
<b>Tableau (II.15) :</b> Dimensionnement du réservoir d'eaux de la station de reprise SR6.....	43
<b>Tableau (II.16) :</b> Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir SR6.....	44
<b>Tableau (II.17) :</b> Dimensionnement du réservoir de semoune.....	45
<b>Tableau (II.18) :</b> Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir semaoune.....	46
<b>Tableau (III.1) :</b> calcul de HMT du tronçon SR1-SR2.....	53
<b>Tableau (III.2) :</b> Calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et bilan du tronçon SR1-SR2.....	53
<b>Tableau (III.3) :</b> calcul de HMT du tronçon SR2-SR3.....	54
<b>Tableau (III.4) :</b> Calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et bilan du tronçon SR2-SR3.....	54
<b>Tableau (III.5) :</b> calcul de HMT du tronçon SR3-SR4.....	55
<b>Tableau (III.6) :</b> Calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et bilan du tronçon SR3-SR4.....	55
<b>Tableau (III.7) :</b> calcul de HMT du tronçon SR4-SR5.....	55
<b>Tableau (III.8) :</b> Calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et bilan du tronçon SR4-SR5.....	56
<b>Tableau (III.9) :</b> calcul de HMT du tronçon SR5-R Ait soula.....	56
<b>Tableau (III.10) :</b> Calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et bilan du tronçon SR5-R Ait soula.....	56
<b>Tableau (III.11) :</b> calcul de HMT du tronçon SR6-Rsemoune.....	57
<b>Tableau (III.12) :</b> Calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et bilan du trançon SR6- RSEMOUNE.....	57
<b>Tableau (III.13) :</b> calcul de HMT du tronçon SR5-R takorabth.....	58
<b>Tableau (III.14) :</b> calcul de HMT du tronçon Rsource -Rait soula.....	59
<b>Tableau (III.15) :</b> calcul de HMT du tronçon R.Ait soula- SR6.....	60
<b>Tableau (III.16) :</b> récapitulatif des résultats obtenus.....	61
<b>Tableau(IV.1) :</b> Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	62
<b>Tableau (IV.2) :</b> Tableau récapitulatif des pompes choisies pour les stations de pompage.....	81
<b>Tableau (V.1) :</b> Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	87
<b>Tableau (V.2) :</b> Calcul du réservoir d'air de tronçon (SR1-SR2).....	91
<b>Tableau (VI.1) :</b> Types des raccords .....	103

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau (VI.2) : Détermination des débits aux nœuds.....</b>	<b>106</b>
<b>Tableau (VII.2) : Détermination des débits aux noeuds (suite et fin).....</b>	<b>107</b>
<b>Tableau (VI.3) : Les résultats de la simulation des arcs (conduites).....</b>	<b>110</b>
<b>Tableau (VI.4) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau.....</b>	<b>111</b>
<b>Tableau (VI.5) : Les résultats de la simulation des arcs (conduites) après changement des Diamètres.....</b>	<b>114</b>
<b>Tableau (VI.5) : Les résultats de la simulation des arcs (conduites) après changement des Diamètres. (suite et fin).....</b>	<b>115</b>
<b>Tableau (VI.6) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau après Changement des diamètres.....</b>	<b>115</b>
<b>Tableau (VI.6) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau après Changement des diamètres (suite et fin).....</b>	<b>116</b>
<b>Tableau (VI.7) : présentation des différents diamètres obtenus.....</b>	<b>117</b>



**Introduction général**

## Introduction générale

L'eau source vitale à toute forme de vie. Elle est devenue ces dernières années le sujet de préoccupation à l'échelle planétaire. Étant l'élément essentiel pour toutes les civilisations que l'humanité a connues, il est donc indispensable qu'elle soit utilisée d'une manière équitable, rationnelle et économique.

De ce point, l'eau prend une autre importance plus que les besoins de l'être humain et devient de plus en plus une richesse menacée à cause de la mauvaise gestion de cette richesse, surtout au niveau des réseaux d'alimentation en eau potable la ou des grandes quantités sont perdues dans ce dernier. Il est donc impératif de concevoir des systèmes de protection, de transport judicieux, de stockage et de distribution de cette ressource, facilitant ainsi la satisfaction de leurs demandes et palier aux pertes.

C'est dans cette optique que s'inscrit notre étude qui vise à étudier l'alimentation en eau potable de la commune de Chemini, wilaya de Bejaïa. Elle sera alimenter à partir de ressources souterraines consistant en : une batterie de forages situés sur la rive gauche de l'Oued Soummam au niveau de Takerietz et des sources de montagne captées en hauteur d'Ait soula.

Pour mener à bien ce projet le plan de travail s'articule de la manière suivante :

Nous débuterons par une présentation du site suivi d'une estimation des besoins en eau actuels et futurs. Le but est d'établir un bilan des ressources disponible et des besoins à satisfaire.

Le deuxième chapitre sera consacré à la conception et ou dimensionnement des ouvrages de stockage projetés ;

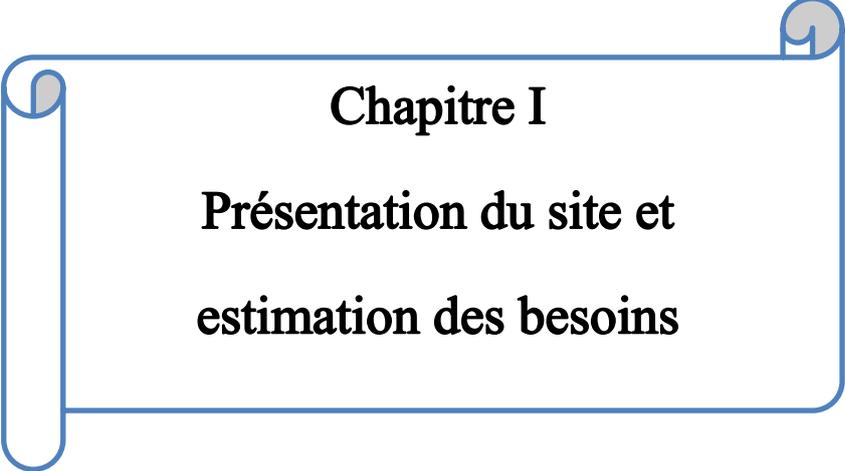
La partie conception et dimensionnement du réseau d'adduction, sera présentée au chapitre trois ;

Par la suite, le quatrième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates au refoulement vers les réservoirs de stockage qui devront répondre aux exigences du projet ;

Par ailleurs, nous procéderons à étudier le phénomène du coup de bélier et proposer des moyens de protection si-nécessaire afin de minimiser tous risques d'endommagement et de perturbation du réseau dans le chapitre cinq ;

Dans le dernier chapitre nous dimensionnerons le réseau de distribution de la zone (I) (Tidjounane, Tagharast) de la commune de Chemini, ceci en exploitant le logiciel EPANET ;

Et enfin nous terminerons par une conclusion générale.



# **Chapitre I**

**Présentation du site et  
estimation des besoins**

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

### I.1 Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs nous citons les données relatives a : l'agglomération, au réseau d'alimentation en eau potable, en effet les données géologique et topographique permettent de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux, exemples : le choix des engins à utiliser, le choix du type de matériaux pour les canalisations..., tester ces données est nécessaire pour mener à bien le travail.

### I.2 Situation géographique

La commune de CHEMINI fait partie de la daïra de CHEMINI wilaya de Bejaia elle est située environ 60 km au sud-ouest du chef-lieu de la Wilaya Figure (I.1).

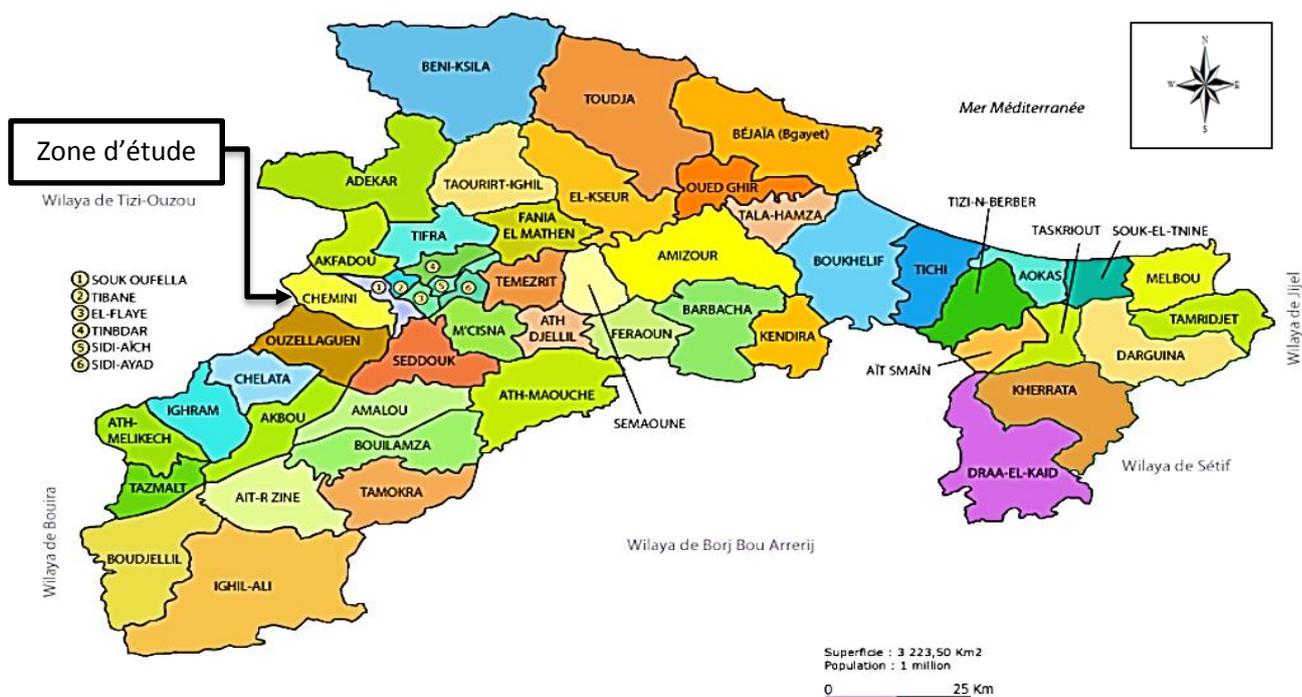
La région d'étude est délimitée [1] :

- Au Nord par la forêt d'Akfadou ;
- Au Sud par la commune d'ouzellaguen ;
- À l'Est par les communes de Souk oufella ;
- À l'Ouest par la commune de Bouzguene wilaya de Tizi-Ouzou.

La commune est traversée par le CW 173 qui la relie à la wilaya de Tizi Ouzou.

En 1984, la commune de Chemini s'est détachée de Souk Oufella pour ne garder que les localités suivantes :

(Agueni, Ait Chemini, Ait Ouragh, Ait Soula, Ait Zadi, Bouchiou, Boumellal, Chemini, Djenane, Ilmaten, Imaliouene, Louta, Larbaa, Semaoune, Sidi hadj hassaine, Sidi Yahia, Taghrast, Taguemoumt, Takhlicht, Takourabt, Tazroutz, Tidjounane, Tighilt, Tihouna et Tissira.)



*Figure (I.1) : Situation géographique de la commune de Chemini*

La Commune ainsi constituée s'étend sur 39,04 km<sup>2</sup> soit 3 904 hectares et comptait 15 683 habitants lors du dernier recensement de la population (RGPH, 2008). La densité de la population de la commune de Chemini est de 403 habitants par kilomètre carré [1].

Située à 726 mètres d'altitude en moyenne, le centre de Chemini a pour coordonnées géographiques (Figure (2)) :

Latitude : 36° 36' Nord

Longitude : 4° 37' 0" Est.



*Figure (I.2) : Image de la commune de Chemini prise sur Google Earth*

### I.3 Relief et topographie

La topographie joue un rôle très important dans la conception d'un projet d'Alimentation en eau potable. Le périmètre à étudier présente des pentes fortes favorisant un écoulement rapide et sans infiltration des eaux, à l'exception de quelques petites superficies sous forme de collines à faibles pentes. La région d'étude est caractérisée par un relief accidenté avec des pentes accentuées allant de la montagne d'Ait Soula descendant jusqu'à la route national N° 26 (limite territoriale de la commune) [1].

### I.4 Climat

La zone d'étude est caractérisée par un été sec et chaud et un hiver pluvieux et froid. La température atteint parfois 0 C° ce qui s'accompagne par la chute de neige [1].

### I.5 Température

Les températures sont variables avec un maximum pour le mois de juillet et un minimum pour janvier. Les températures moyennes oscillent entre 6,4 °c et 25,6 °c [1].

*Tableau (I.1) : Températures moyennes de la région (CHEMINI-2016)*

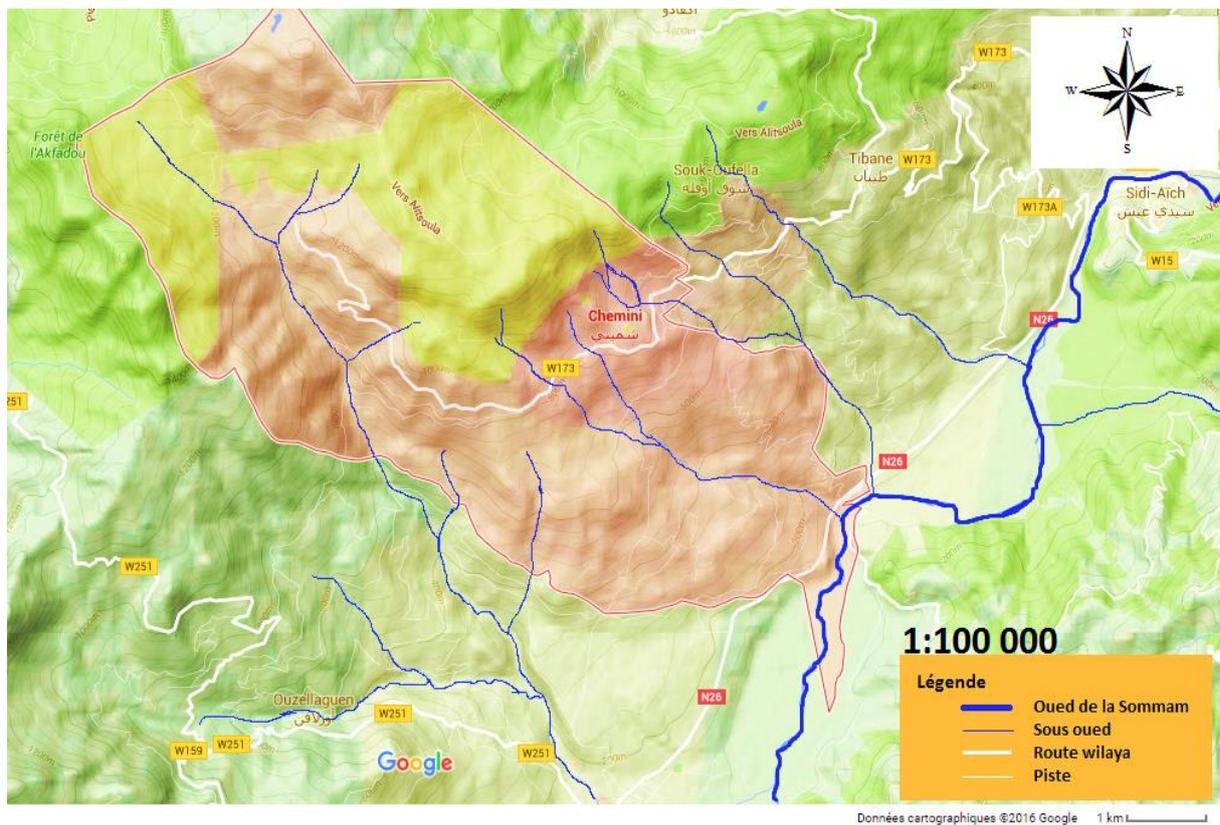
La température moyenne du semestre froid	14 °
La température moyenne du semestre chaud	22°
La température moyenne en janvier	de 7° à 15°
La température moyenne en Juillet	20° à 31°

### I.6 Pluviométrie

Les pluies dans la région sont connues pour leur intensité et leur brutalité durant la période hivernale, et pratiquement une diminution dans la période estivale. En somme, les précipitations sont réparties d'une façon irrégulière au cours de l'année. Les précipitations moyennes interannuelles varient entre 3 mm et 159 mm avec un pique pluviométrique au mois de décembre. En saison hivernale, la commune reçoit une moyenne de 139 mm d'eau. La neige occupe les altitudes les plus élevées de la montagne [1].

## I.7 Hydrologie

La commune Chemini est drainée par un réseau hydrographique dense, composé de nombreux cours d'eau. La commune est sillonnée par un réseau hydrographique assez dense, composé de nombreux cours d'eau, particulièrement au versant Sud où l'oued de la Soummam qui constitue le bassin de réception de toutes les eaux ruisselées à travers les petits oueds (Ighzer Boumellal, Ighzer Bouamar, Ighzer Ougarbi...) Figure (3). [1]



*Figure (I.3) : le bassin hydrographique de la commune de Chemini.*

## I.8 Situation hydraulique

La Commune de Chemini est alimentée à partir de ressources souterraines consistant en :

- Une batterie de forages situés sur la rive gauche de l'Oued Soummam au niveau de Takerietz.
- Des sources de montagne captées en hauteur d'Ait soula.

### I.8.1 Description des forages

- ✓ Ils sont en nombre de trois (3) qui alimentent la chaîne de refoulement (figure I.4).
- ✓ Les trois forages assurent un débit de **89.693 l/s**, refoulé pendant 20 h/j.



*Figure (I.4) : Emplacement des forages prise par un appareil photo*

### I.8.2 Description des sources

La chaîne d'adduction par source est le résultat d'un regroupement de plusieurs sources répartie sur divers versants de la montagne d'Ait soula. Tableau (I.2).

**Tableau (I.2) : Tableau récapitulatif des sources de Chemini**

Sources	Altitude	Débit (l/mn)		Sources	Altitude	Débit (l/mn)	
		Hiver	Eté			Hiver	Eté
Tala Tamesguida	1461.58	100	40	Ainceur Izem	/	80	/
Tala N'Louh	1398.30	150	60	Source Tissrifines 1	1370.96	100	40
Tala Amghouzen 1	1450.8	100	40	Source Tissrifines 2	1331.57	40	15
Tala Amghouzen 2	1433.70	50	15	Source Tissrifines 3	1321.72	20	10
Source Khemsa	1336.54	40	20	Ainceur Tazert	1296.56	60	50
Taouint Iharkane	/	160	/	Source A, B	1286.68	60	20
Tablout Imagraf	/	80	/	Source C	1282.2	60	35
Source SAM	1233.00	200	50	Source D	1273.84		
Indjrane	/	50	/	Source E	1263.01		
Azib	/	20	/	Source F	1239.17	20	15
Assferdjoune	1235.55	80	20	Source Tilioua	1265.75	80	40
Hammam Ouarab	1238.96	40	15	Source El Biour	1225.38	50	/
Thala Messaoud	/	15	/	<b>Total</b>	/	<b>1655</b>	<b>485</b>

Le débit Total alimenté par les sources en période d'hiver est de **1655 l/mn** soit **2383,2 m<sup>3</sup>/j.** tandis qu'en période d'été, on trouve **485 l/mn** soit **698,4 m<sup>3</sup>/j.**

## I.9 Population et démographie

La population de la commune de CHEMINI s'élève à 15 683 habitants (RGPH 2008), avec un taux d'accroissement de 2% [1].

**Tableau (I.3) : Nombre de population par village de la commune de Chemini en 2008**

Nom du Village	populations	Nom du village	populations
Agueni	431	Semaoune	769
Ait Chemini	169	Sidi Hadj H'saine	867
Ait Ouragh	418	Sidi Yahia	481
Ait Soula	1134	Tagharast	1112
Ait Zadi	153	Taguemount	185
Boumellal	1645	Takhlidjt	819
Chemini Centre	423	Takorabt	169
Djenane	1061	Tazroutz	312
El Maten	311	Tidjounane	1652
Imaâliouene	1001	Tighilt	324
Larbâa	421	Tihouna	337
Louta	1049	Tissira	440
<b>Total : 15 683 Habitants</b>			

## I.10 Estimation des besoins

On va évaluer les besoins suivants :

### I.10.1 Évaluation de la population

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

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

Où :

- $P_n$  : la population à l'horizon de calcul (2019, 2025, 2045) ;
- $P_0$  : la population de l'année de référence (2008) ;
- $T$  : taux d'accroissement naturel de la population en % ;
- $n$  : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

*Tableau (I.4) : Estimation de la population à l'horizon 2045.*

Nom du village	2008	2019	2025	2045
Agueni	431	536	604	897
Ait chmini	169	210	237	352
Ait ouragh	418	520	585	870
Ait soula	1134	1410	1588	2359
Ait Zadi	153	190	214	318
Boumellal	1645	2045	2303	3422
Chemini centre	423	526	592	880
Djenane	1061	1319	1486	2208
El Maten	311	387	435	647
Imaaliouene	1001	1245	1402	2083
Larbaa	421	523	590	876
Louta	1049	1304	1469	2183
Semaoune	769	956	1077	1600
Sidi Hadj h'saine	867	1078	1214	1804
Sidi Yahia	481	598	674	1001
Tagharast	1112	1383	1557	2314
Taguemount	185	230	259	385
Takhlidijt	819	1018	1147	1704
Takorabt	169	210	237	352
Tazzoutz	312	388	437	649
Tidjounane	1652	2054	2313	3437
Tighilt	324	403	454	674
Tihouna	337	419	472	701
tissira	440	547	616	916
<b>Total</b>	<b>15683</b>	<b>19500</b>	<b>21960</b>	<b>32631</b>

### I.10.2 Évolution des besoins en eau de la population de région d'étude

Les besoins en eau de la population sont évalués suivant une dotation journalière par habitant pour les différents horizons.

### I.10.3 Dotation

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité que doit utiliser l'être humain pour satisfaire ses différents besoins. Elle se caractérise par une unité de

consommation par jour par habitants. La quantité d'eau consommée varie généralement de 150 à 250 l/hab/j. la zone d'étude représente une agglomération à caractère urbain. À cet effet on opte pour une norme de consommation de 150 l/hab.j

## I.11 Différents types de besoins

Les différents types de besoins sont présentés dans les tableaux suivants

### I.11.1 Besoins domestique

Les résultats sont donnés dans le tableau (I.5)

*Tableau (I.5) : Besoins domestiques.*

Nom du village	Horizon 2019		Horizon 2025		Horizon 2045	
	Populations	Débit (m <sup>3</sup> /j)	populations	Débit (m <sup>3</sup> /j)	populations	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Agueni	536	80.4	604	90.5	897	134.5
Ait Chemini	210	31.5	237	35.5	352	52.7
Ait Ouragh	520	78.0	585	87.8	870	130.5
Ait Soula	1 410	211.5	1 588	238.2	2 359	353.9
Ait Zadi	190	28.5	214	32.1	318	47.8
Boumellal	2 045	306.8	2 303	345.5	3 423	513.4
Chemini Centre	526	78.9	592	88.8	880	132.0
Djenane	1 319	197.9	1 486	222.8	2 208	331.1
El Maten	387	58.0	435	65.3	647	97.1
Imaâliouene	1 245	186.7	1 402	210.2	2 083	312.4
Larbâa	523	78.5	590	88.4	876	131.4
Louta	1 304	195.6	1 469	220.3	2 183	327.4
Semaoune	956	143.4	1 077	161.5	1 600	240.0
Sidi Hadj H'saine	1 078	161.7	1 214	182.1	1 804	270.6
Sidi Yahia	598	89.7	674	101.0	1 001	150.1
Tagharast	1 383	207.4	1 557	233.6	2 314	347.1
Taguemount	230	34.5	259	38.9	385	57.7
Takhlidjt	1 018	152.7	1 147	172.0	1 704	255.6
Takorabt	210	31.5	237	35.5	352	52.7
Tazroutz	388	58.2	437	65.5	649	97.4
Tidjounane	2 054	308.1	2 313	347.0	3 437	515.6
Tighilt	403	60.4	454	68.1	674	101.1
Tihouna	419	62.9	472	70.8	701	105.2
Tissira	547	82.1	616	92.4	916	137.3
<b>Total</b>	<b>19 500</b>	<b>2 925</b>	<b>21 960</b>	<b>3 294</b>	<b>32 631</b>	<b>4 895</b>

### I.11.2 Besoin scolaires

Les équipements scolaires contiennent les primaires, les CEM, les CFPA et les lycées. Les besoins scolaires sont donnés dans le tableau (I.5), avec une dotation de 15 l/élève/j.

*Tableau (I.6) : Déterminations des besoins scolaires*

Localités	Types d'équipements	Nombre d'élèves	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Chemini centre	01 lycée	500	7.5
Ait souala	01 école primaire	200	3
Boumellal	01 école primaire	150	2.25
Djenane	01 école primaire	224	3.36
	C.F.P.A	400	6
Takorabt	02 écoles primaires	500	7.5
	01 C.E.M	339	5.085
<b>Total</b>			<b>34.695</b>

**I.11.3 Besoins sportifs**

Les résultats sont donnés dans le tableau (I.7)

*Tableau (I.7) : Besoins sportifs*

Localités	Types d'équipements	Nombres d'usagers	Dotation (l/usag/j)	Besoin (m <sup>3</sup> /j)
Chemini centre	01 salle de sport	50	20	1
Boumellal	01 salle de sport	30	20	0.6
Larbaa	01 stade communal	30	20	0.6
<b>Total</b>				<b>2.2</b>

**I.11.4 Besoins sanitaires**

Aux plans sanitaires, la commune dispose d'une polyclinique, tableau (I.8)

*Tableau (I.8) : Besoins sanitaires*

Localités	Types d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/usag/j)	Besoin (m <sup>3</sup> /j)
Chemini centre	01 polyclinique	30	15	0.45

**I.11.5 Besoins socioculturel**

Les besoins des équipements socioculturels existants dans chaque village sont représentés dans le tableau (I.9).

*Tableau (I.9) : Besoins socioculturel*

Localités	Types d'équipements	d'usagers	Dotation (l/usag/j)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Chemini centre	Maison de jeunes	100	10	1
	Bibliothèque	20	5	0.1
Ait soula	01 mosquée	50	20	1.0
Boumellal	01 mosquée	50	20	1.0
Djenane	02 mosquées	100	20	2.0
Imalioune	01 mosquée	50	20	1.0
Loutha	01 mosquée	50	20	1.0
Taguemount	01 mosquée	50	20	1.0
Takorabt	01 mosquée	50	20	1.0
Tazrout	01 mosquée	50	20	1.0
tighilt	01 mosquée	50	20	1.0
Tissura	01 mosquée	50	20	1.0
Sidi yahia	01 mosquée	50	20	1.0
<b>Total</b>				<b>13.1</b>

**I.11.6 Besoins administratifs**

Les besoins administratifs sont représentés dans le tableau (I.10)

*Tableau (I.10) : Besoins administratifs*

Localités	Types d'équipements	Nombres d'usagers	Dotation (l/usag/j)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Chemini centre	01 Agence PTT	15	15	0.225
	01 APC	30	15	0.450
	01 Daïra	30	15	0.450
	01 Sureté communal	40	15	0.600
	SUCH	8	15	0.120
	Recette	10	15	0.150
	Agence CNAS	10	15	0.150
<b>Total</b>				<b>2.145</b>

### I.11.7 Besoins industriels

Les besoins industriels sont représentés dans le tableau (I.11)

*Tableau (I.11) : besoins industriels*

Localités	Types d'équipement	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Augeni	01 huilerie	5
Djenane	01 huilerie	5
Loutha	02 huileries	10
<b>Total</b>		<b>20</b>

## I.12 Récapitulatif des différents besoins en eau à l'horizon 2045

Les résultats des différents besoins sont représentés dans le tableau (I.12)

**Tableau (I.12) : tableau récapitulatif des différents besoins en eau**

<b>Besoins</b> <b>Villages</b>	<b>Domestiques</b> (m <sup>3</sup> /j)	<b>Scolaires</b> (m <sup>3</sup> /j)	<b>Sanitaires</b> (m <sup>3</sup> /j)	<b>Sportifs</b> (m <sup>3</sup> /j)	<b>Socioculturels</b> (m <sup>3</sup> /j)	<b>Administratifs</b> (m <sup>3</sup> /j)	<b>Industriels</b> (m <sup>3</sup> /j)	<b>Total</b> (m <sup>3</sup> /j)
Agueni	134.5	/	/	/	/	/	5	139.5
Ait chmini	52.7	/	/	/	/	/	/	52.7
Ait ouragh	130.5	/	/	/	/	/	/	130.5
Ait soula	353.9	3	/	/	1.0	/	/	357.9
Ait Zadi	47.8	/	/	/	/	/	/	47.8
Boumellal	513.4	2.25	/	0.6	1.0	/	/	517.25
Chemini centre	132.0	7.5	0.45	1	1.1	2.145	/	144.195
Djenane	331.1	9.36	/	/	2.0	/	5	347.96
El Maten	97.1	/	/	/	/	/	/	97.1
Imaaliouene	312.4	/	/	/	1.0	/	/	313.4
Larbaa	131.4	/	/	0.6	/	/	/	132.0
Loutha	327.4	/	/	/	1.0	/	10	338.4
Semaoune	240.0	/	/	/	/	/	/	240.0
Sidi Hadj h'saine	270.6	/	/	/	/	/	/	270.6
Sidi Yahia	150.1	/	/	/	1.0	/	/	151.1
Tagharast	347.1	/	/	/	/	/	/	347.1
Taguemount	57.7	/	/	/	1.0	/	/	58.7
Takhlidijt	255.6	/	/	/	/	/	/	255.6
Takorabt	52.7	12.585	/	/	1.0	/	/	66.285
Tazzoutz	97.4	/	/	/	1.0	/	/	98.4
Tidjounane	515.6	/	/	/	/	/	/	515.6
Tighilt	101.1	/	/	/	1.0	/	/	102.1
Tihouna	105.2	/	/	/	/	/	/	105.2
tissira	137.3	/	/	/	1.0	/	/	138.3
<b>Total (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>4895</b>	<b>34.695</b>	<b>0.45</b>	<b>2.2</b>	<b>13.1</b>	<b>2.145</b>	<b>20</b>	<b>4969.69</b>

### I.13 Majoration de la consommation moyenne journalière

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes. Elles se produisent en grande partie le long des adductions sur les branchements particuliers. Pour un réseau ancien elles peuvent atteindre jusqu'à 30% environ débit total. Ces fuites dépendent de l'état du réseau. Elles sont évaluées principalement par une mesure nocturne du débit (c à d là où les robinets sont fermés). Dans notre étude, nous optons pour une majoration de 20%, on va supposer que notre réseau est moyennement entretenu.

*Tableau (I.13) : répartition de la consommation moyenne journalière majorée*

Localités	Besoin total (m <sup>3</sup> /j)	Perte (20%) (m <sup>3</sup> /j)	Q moyen majoré (m <sup>3</sup> /j)
Agueni	139.5	27.9	167.4
Ait chmini	52.7	10.54	63.24
Ait ouragh	130.5	26.1	156.6
Ait soula	357.9	71.58	429.48
Ait Zadi	47.8	9.56	57.36
Boumellal	517.25	103.45	620.7
Chemini centre	144.195	28.839	174.234
Djenane	347.96	69.592	417.552
El Maten	97.1	19.42	116.52
Imaaliouene	313.4	62.68	376.08
Larbaa	132	26.4	158.4
Loutha	338.4	67.68	406.08
Semaoune	240	48	288
Sidi Hadj h'saine	270.6	54.12	324.72
Sidi Yahia	151.1	30.22	181.32
Tagharast	347.1	69.42	416.52
Taguemount	58.7	11.74	70.44
Takhlidijt	255.6	51.12	306.72
Takorabt	66.285	13.257	79.542
Tazzoutz	98.4	19.68	118.08
Tidjounane	515.6	103.12	619.92
Tighilt	102.1	20.42	122.52
Tihouna	105.2	21.04	126.24
tissira	138.3	27.66	165.96
<b>Total</b>	<b>4969.69</b>	<b>993.938</b>	<b>5963.628</b>

Donc la consommation moyenne journalière à l'horizon 2045 sera de **5 963.628 (m<sup>3</sup>/j)**.

## I.14 Variation de la consommation journalière

### I.14.1 La consommation maximale journalière et minimale

Durant l'année, la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en représentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularité :  $k_{max.j}$ ,  $k_{min.j}$ .

➤ **Consommation maximal journalière :**

Elle s'obtient comme suit :

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \quad (I.2)$$

Donc :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} * Q_{moy.j} \quad (I.3)$$

Avec :

$Q_{max.j}$  : débit maximal du jour le plus chargé de l'année ;

$K_{max.j}$  : coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Sa

Valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 Dans notre cas, on va prendre la valeur moyenne, soit :

$K_{max.j} = 1.2$ .

➤ **Consommation minimal journalière**

Elle s'obtient comme suit :

$$K_{min.j} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}} \quad (I.4)$$

Donc

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

Avec :

$Q_{min.j}$  : débit minimal du jour le moins chargé de l'année.

$K_{min.j}$  : coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Sa

valeur est comprise entre 0.7 et 0.9 Dans notre cas, on va prendre la valeur moyenne,

Soit :  $K_{min.j} = 0.8$ .

Les principaux résultats sont regroupés dans le tableau (I.14) ci-après

*Tableau (I.14) : Calcul de la consommation moyenne minimale et maximale journalière.*

Années	2045		
	Localités	Qmoyen (m <sup>3</sup> /j)	Qmin,j(m <sup>3</sup> /j)
Agueni	167.4	133.92	200.88
Ait chmini	63.24	50.592	75.888
Ait ouragh	156.6	125.28	187.92
Ait soula	429.48	343.584	515.376
Ait Zadi	57.36	45.888	68.832
Boumellal	620.7	496.56	744.84
Chemini centre	174.234	139.3872	209.0808
Djenane	417.552	334.0416	501.0624
El Maten	116.52	93.216	139.824
Imaaliouene	376.08	300.864	451.296
Larbaa	158.4	126.72	190.08
Loutha	406.08	324.864	487.296
Semaoune	288	230.4	345.6
Sidi Hadj h'saine	324.72	259.776	389.664
Sidi Yahia	181.32	145.056	217.584
Tagharast	416.52	333.216	499.824
Taguemount	70.44	56.352	84.528
Takhlidijt	306.72	245.376	368.064
Takorabt	79.542	63.6336	95.4504
Tazzoutz	118.08	94.464	141.696
Tidjounane	619.92	495.936	743.904
Tighilt	122.52	98.016	147.024
Tihouna	126.24	100.992	151.488
Tissira	165.96	132.768	199.152
<b>Total</b>	<b>5963.628</b>	<b>4770.9024</b>	<b>7156.355</b>

Par conséquent, la consommation maximale journalière est de **7 156.355m<sup>3</sup>/j**, soit un débit de **82,82l/s**.

### I.14.2 Variation de la consommation horaire

Les débits maximal et minimal subissent des variations horaires, ces dernières sont caractérisées par les coefficients de variation horaires,  $K_{\max .h}$  et  $K_{\min .h}$ , appelés respectivement coefficients de consommation maximum et minimum horaires. Ils sont déterminés par les expressions suivant :

$$K_{\max .h} = \frac{Q_{\max .h}}{Q_{\text{moy.}h}} \quad (\text{I.6})$$

$$K_{\min .h} = \frac{Q_{\min .h}}{Q_{\text{moy.}h}} \quad (\text{I.7})$$

Le coefficient  $K_{\max .h}$  est défini comme suit :

$$K_{\max .h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{I.8})$$

Avec :

- $K_{\max .h}$  : Coefficient de variation maximale horaire ;
- $\alpha_{\max}$  : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4
- $\beta_{\max}$  : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant et sera déterminé par interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau (I.15)

**Tableau (I.15) : Variation des valeurs de  $\beta_{\max}$**

<b>Nombre d'habitant *10<sup>3</sup></b>	<1.0	1.5	2.5	4.0	6.0	10	20	30	100	300	>1000
<b>Valeurs de <math>\beta_{\max}</math></b>	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1.0
<b>Valeurs de <math>\beta_{\min}</math></b>	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.7	0.85	1.0

D'après le tableau précédent, on trouve les valeurs de  $\beta_{\max}$  et les résultats de calcul du coefficient  $K_{\max .h}$  pour les agglomérations sont établis dans le tableau(I.16) qui suit :

*Tableau (I.16) : Tableau récapitulatif des valeurs de  $K_{max.h}$* 

Nom du village	Nombre d'habitants	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{max.h}$	$K_{max.h}$ Standards
Agueni	897	1.3	2.0	2.60	2.5
Ait chmini	352	1.3	2.0	2.60	2.5
Ait ouragh	870	1.3	2.0	2.60	2.5
Ait soula	2359	1.3	1.63	2.12	2.0
Ait Zadi	318	1.3	2.0	2.60	2.5
Boumellal	3422	1.3	1.54	2.00	2.0
Chemini centre	880	1.3	2.0	2.60	2.5
Djenane	2208	1.3	1.66	2.16	2.0
El Maten	647	1.3	2.0	2.60	2.5
Imaaliouene	2083	1.3	1.68	2.18	2.0
Larbaa	876	1.3	2.0	2.60	2.5
Louta	2183	1.3	1.66	2.16	2.0
Semaoune	1600	1.3	1.78	2.31	2.0
Sidi Hadj h'saine	1804	1.3	1.74	2.26	2.0
Sidi Yahia	1001	1.3	1.99	2.59	2.5
Tagharast	2314	1.3	1.64	2.13	2.0
Taguemount	385	1.3	2.0	2.60	2.5
Takhlidijt	1704	1.3	1.76	2.29	2.5
Takorabt	352	1.3	2.0	2.60	2.5
Tazzoutz	649	1.3	2.0	2.60	2.5
Tidjounane	3437	1.3	1.54	2.00	2.0
Tighilt	674	1.3	2.0	2.60	2.5
Tihouna	701	1.3	2.0	2.60	2.5
tissira	916	1.3	2.0	2.60	2.5

Les valeurs permettent de choisir le régime de consommation pour notre agglomération sont déterminé à partir de tableau de la répartition horaire (Annexe 01).

### I.15 Répartitions du domaine en zones

Selon le plan de masse notre domaine d'études est reparti en zones illustré dans les tableaux suivants :

➤ **Zone I :**

La zone (I) contient les villages représentés dans le tableau (I .17)

*Tableau (I.17) : tableau récapitulatif des besoins en eaux de la zone I*

Zone I	Populations 2019	Débit max journalier (m <sup>3</sup> /j)	Populations 2045	Débit max maj journalier (m <sup>3</sup> /j)
Taghrast	1 383	248.88	2 314	499.824
Tidjounane	2 054	369.72	3 437	743.904
<b>Total</b>	<b>3437</b>	<b>618.6</b>	<b>5751</b>	<b>1243.728</b>

➤ **Zone II :**

La zone (II) contient les villages représentés dans le tableau (I .18)

*Tableau (I.18) : tableau récapitulatif des besoins en eaux de la zone II*

<b>Zone II</b>	<b>Populations 2019</b>	<b>Débit max journalier (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>Populations 2045</b>	<b>Débit max maj journalier (m<sup>3</sup>/j)</b>
Ait Chemini	210	37.8	352	75.888
Chemini Centre	526	110.514	880	209.0808
Imaâliouene	1 245	225.24	2 083	451.296
<b>Total</b>	<b>1981</b>	<b>373.554</b>	<b>3315</b>	<b>736.2648</b>

➤ **Zone III :**

La zone (III) contient les villages représentés dans le tableau (I .19)

*Tableau (I.19) : tableau récapitulatif des besoins en eaux de la zone III*

<b>Zone III</b>	<b>Populations 2019</b>	<b>Débit max journalier (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>Populations 2045</b>	<b>Débit max maj journalier (m<sup>3</sup>/j)</b>
Boumellal	2 045	372.78	3 423	744.84
Takorabt	210	54.102	352	95.4504
Tihouna	419	75.48	701	151.488
<b>Total</b>	<b>2674</b>	<b>502.362</b>	<b>4476</b>	<b>991.7784</b>

➤ **Zone IV :**

La zone (IV) contient les villages représentés dans le tableau (I .20)

*Tableau (I.20) : tableau récapitulatif des besoins en eaux de la zone IV*

<b>Zone IV</b>	<b>Populations 2019</b>	<b>Débit max journalier (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>Populations 2045</b>	<b>Débit max maj journalier (m<sup>3</sup>/j)</b>
Ait Ouragh	520	93.6	870	187.92
El Maten	387	69.6	647	139.824
Semaoune	956	172.08	1 600	345.6
Sidi Hadj H'saine	1 078	194.04	1 804	389.664
Takhlidjt	1 018	183.24	1 704	368.064
<b>Total</b>	<b>3959</b>	<b>712.56</b>	<b>6625</b>	<b>1431.072</b>

➤ **Zone V :**

La zone (V) contient les villages représentés dans le tableau (I .21)

*Tableau (I.21) : tableau récapitulatif des besoins en eaux de la zone V*

<b>Zone V</b>	<b>Populations 2019</b>	<b>Débit max journalier (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>Populations 2045</b>	<b>Débit max maj journalier (m<sup>3</sup>/j)</b>
Sidi Yahia	598	108.84	1 001	217.584
Taguemount	230	42.6	385	84.528
<b>Total</b>	<b>828</b>	<b>151.44</b>	<b>1386</b>	<b>302.112</b>

➤ **Zone VI :**

La zone (VI) contient les villages représentés dans le tableau (I .22)

*Tableau (I.22) : tableau récapitulatif des besoins en eaux de la zone VI*

<b>Zone VI</b>	<b>Populations 2019</b>	<b>Débit max journalier (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>Populations 2045</b>	<b>Débit max maj journalier (m<sup>3</sup>/j)</b>
Agueni	536	86.4	897	200.88
Ait Soula	1 410	258.6	2 359	515.376
Ait Zadi	190	34.2	318	68.832
Djenane	1 319	257.112	2 208	501.0624
Larbâa	523	94.92	876	190.08
Louta	1 304	247.92	2 183	487.296
Tazroutz	388	71.04	649	141.696
Tighilt	403	73.68	674	147.024
Tissira	547	99.72	916	199.152
<b>Total</b>	<b>6620</b>	<b>1223.592</b>	<b>11080</b>	<b>2451.3984</b>

Les valeurs de  $\beta_{\max}$  et les résultats de calcul du coefficient  $K_{\max.h}$  pour les zones sont établis dans le tableau (I.23)

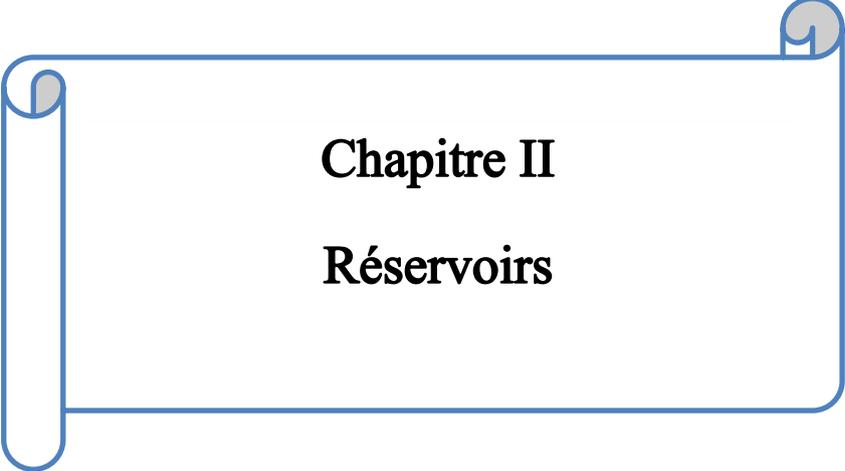
*Tableau (I.23) : tableau récapitulatif des valeurs de  $K_{\max.h}$*

<b>Zones</b>	<b>Nombre d'habitants</b>	<b>Qmax maj journalier (m<sup>3</sup>/j) 2045</b>	<b><math>\alpha_{\max}</math></b>	<b><math>\beta_{\max}</math></b>	<b>Kmax.h</b>	<b>Kmax.h Standards</b>
Zone I	5751	1243.728	1.3	1.41	1.833	1.8
Zone II	3315	736.2468	1.3	1.55	2.015	2
Zone III	4476	991.7784	1.3	1.48	1.924	1.9
Zone IV	6625	1431.072	1.3	1.38	1.794	1.8
Zone V	1386	302.112	1.3	1.86	2.418	2.5
Zone VI	11080	2451.3984	1.3	1.29	1.677	1.7

## **I.16 Conclusion**

Dans ce chapitre on a étudié les différentes caractéristiques (situation géographique, relief et Topographie, climat, etc.) de la commune de Chemini. On a estimé aussi l'évolution du nombre d'habitat de cette commune. En effet, la population sera de **32 631 habitants** à l'horizon **2045**. Afin de satisfaire cette population en eau potable il faut mobiliser un débit de **7156.355 (m<sup>3</sup>/j)**, soit **82,82 (l/s)** au même horizon.

Suivant les résultats effectués dans ce présent chapitre, nous constatons que les ressources existant vont satisfaire les besoins en eau de la population de la commune de chemini à l'horizon 2045.



## **Chapitre II**

## **Réservoirs**

## Chapitre II : Réservoirs

### II.1 Introduction

À travers ce chapitre, nous allons traiter l'une des infrastructures urbaines qui est le réservoir. Les réservoirs sont généralement des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. C'est un ouvrage aménagé pour contenir l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

### II.2 Rôles et utilités des réservoirs

Les réservoirs sont pour les rôles suivant :

#### II.2.1 Régulateur et accumulateur

Dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas, dans tous les cas, égal au débit consommé. Donc, un réservoir d'accumulation et de régulation s'avère indispensable pour assurer la pression de la régulation entre le débit et celui consommé [2].

#### II.2.2 Augmentation des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Il est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés [2].

#### II.2.3 Gain d'énergie au niveau de la station de pompage :

Le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes). [2]

#### II.2.4 Utilité pour briser la charge

Si le terrain se trouve dans un relief accidenté, en certains points du réseau où on peut avoir des pressions non admissibles, un réservoir peut être utilisé pour briser la charge. [2]

#### II.2.5 Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

- Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci étant rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.
- La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation [2].

### II.3 Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon [3] :

#### ➤ Leur position par rapport au sol, à savoir :

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

- ✓ Enterrés.
- ✓ Semi-enterrés.
- ✓ Surélevés, appelés aussi château d'eau.

#### ➤ Leur forme :

À savoir :

- ✓ Circulaires.
- ✓ Carrés et rectangulaires.
- ✓ Quelconques.

➤ **La nature du matériau dont ils sont constitués qui peut être :**

- ✓ Métallique.
- ✓ En maçonnerie.
- ✓ En béton armé ordinaire ou précontraint.

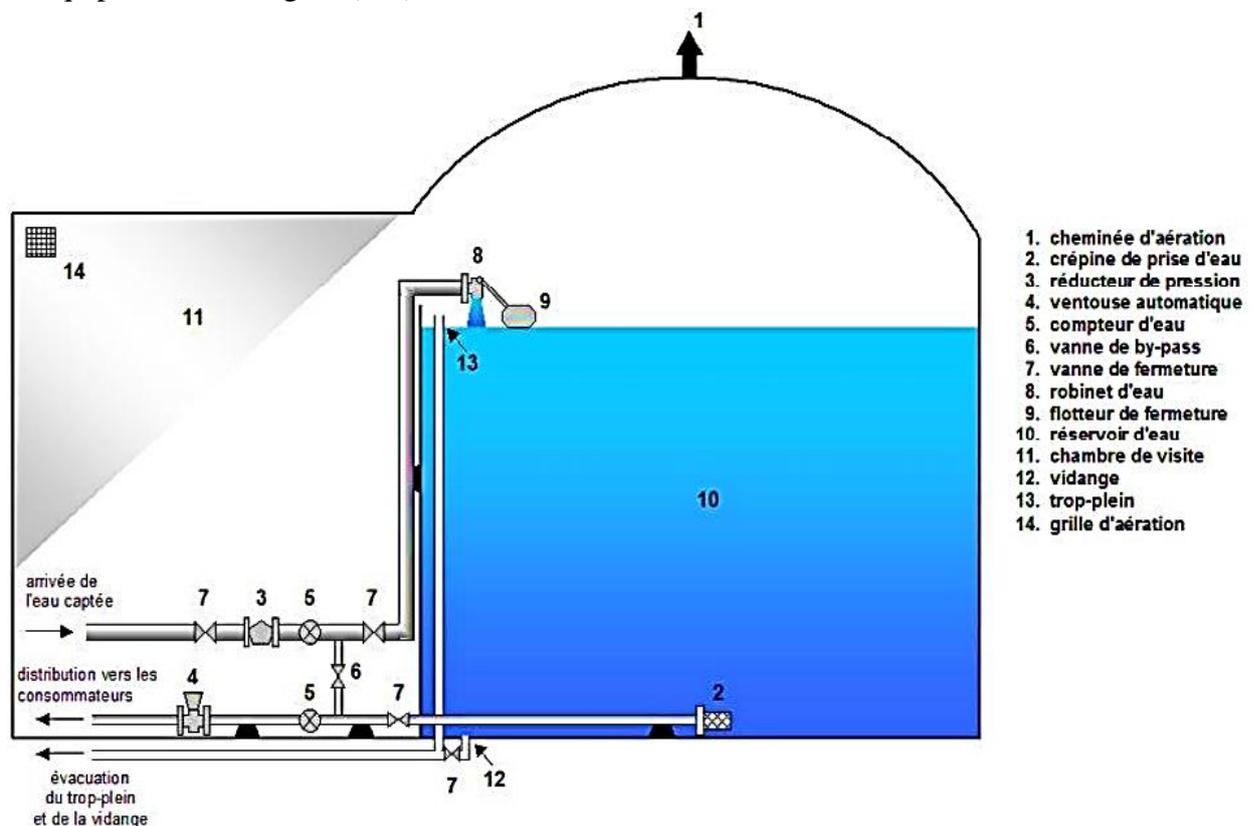
## II.4 Choix du type de réservoir

Il est préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi-enterré car ces deux types de réservoirs représentent par rapport au réservoir sur tour les avantages suivants [3] :

- Économie sur les frais de construction.
- Étude architecturale très simplifiée.
- Étanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation de l'eau à une température constante.

## II.5 Équipement des réservoirs

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés de : voir figure (II.1)



*Figure (II-1) : Réservoir d'eau équipé.*

### II.5.1 Conduite d'adduction

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint son niveau maximal dans la cuve, soit par le robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ou bien par un dispositif permettant l'arrêt de la pompe si l'adduction s'effectue par refoulement. [3]

### II.5.2 Conduite de Trop-plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes. La canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin. Afin d'éviter la pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient pénétrer dans le réservoir, on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante (voir figure II.2). [3]

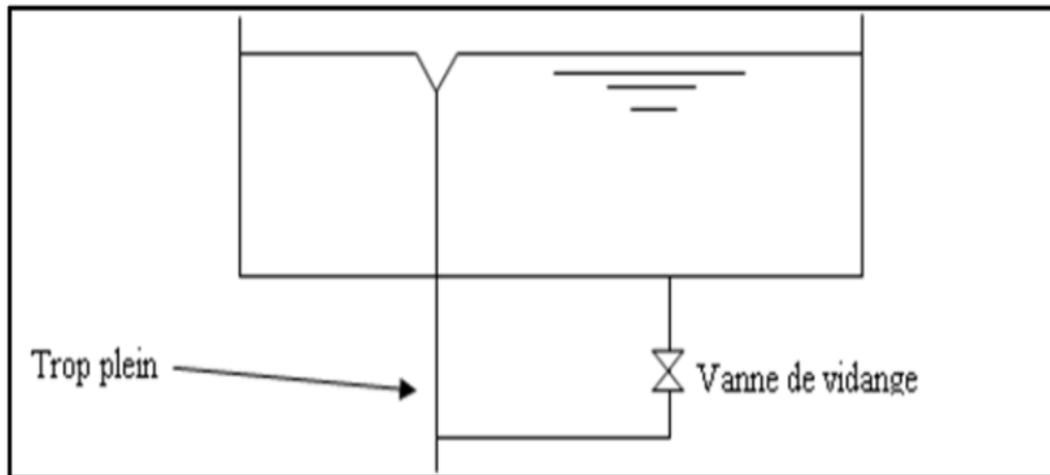


Figure (II.2) : Trop plein et vidange

### II.5.3 Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,2 à 0,5 m au-dessus du fond de la cuve pour éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans le réservoir. [3]

### II.5.4 Conduite de vidange

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein, elle comporte un robinet vanne, on l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir (voir figure II.3). [4]

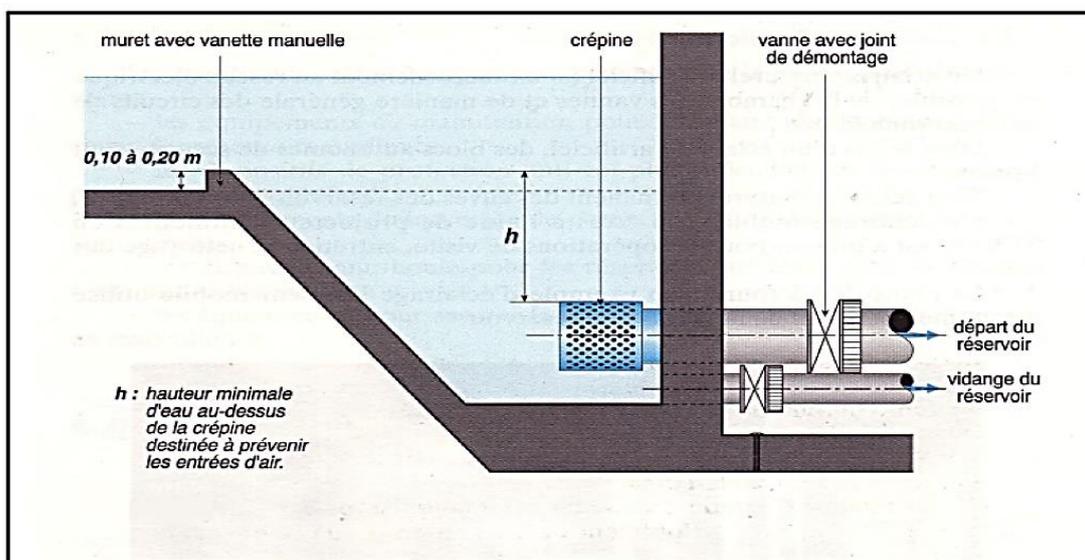


Figure (II.3) : Conduites de la distribution et de vidange

### II.5.5 Conduite de By-pass

En cas d'indisponibilité (nettoyage), ou de réparation du réservoir, il est nécessaire de prévoir une communication entre les conduites d'adduction et de distribution (voir figure II.4). [5]

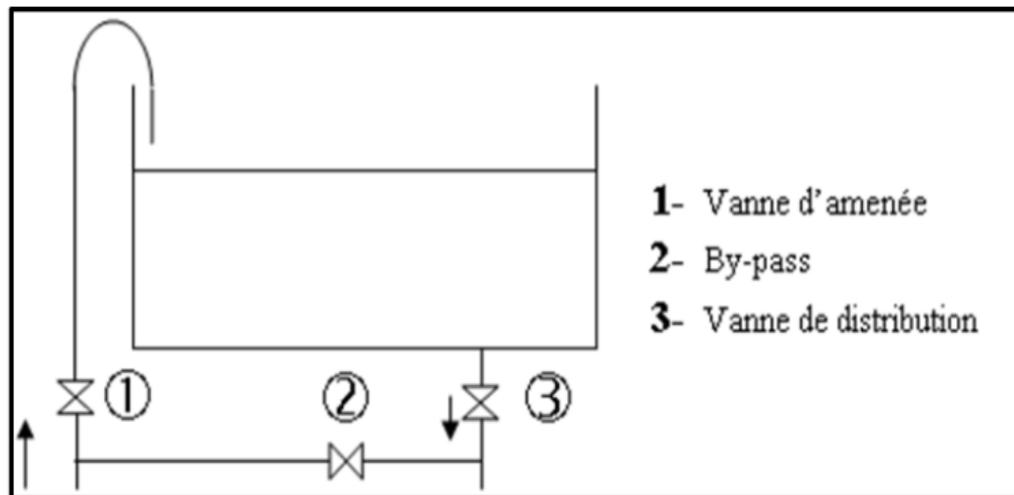


Figure (II.4) : By-pass entre l'adduction et la distribution

## II.6 Détermination de la Capacité du réservoir

La capacité de réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération. Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes [3] :

- Méthode Analytique.
- Méthode graphique

### II.6.1 Méthode graphique

Cette méthode consiste à tracer la courbe de consommation totale et la courbe cumulée des débits d'apport en fonction du temps sur le même graphique, le volume de stockage du réservoir s'obtient en additionnant la valeur absolue des écarts des deux extremums entre les deux courbes.

### II.6.2 Méthode analytique

Afin de dimensionner un réservoir on est appelé à déterminer le maximum du résidu. Si l'apport est supérieur à la distribution pour une heure donnée, cela indique un surplus, dans le cas contraire on notera un déficit. Ainsi on détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donnera la valeur maximale (P%).  $V_{\max}$  et  $V_{\text{total}}$  seront déterminés de la même façon que dans la méthode graphique.

$$V_{\max} = P\% * \frac{Q_{\max} \cdot j}{100} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

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

$Q_{\max,j}$  : Consommation maximale journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

P% : Résidu maximal dans le réservoir (en %).

**II.6.2.1 Détermination de la valeur de P%**

On calcul la différence, pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation, cette différence est reportée dans la colonne de surplus et déficits selon son signe correspondant. On détermine, en suite, le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée ( $P_{\max\%}$ ) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{\max\%} = |P_{\max}| + |P_{\min}| \quad (\text{II.2})$$

Avec :

$P\%$  : Résidu maximal dans le réservoir (en %).

$P_{\max}$  et  $P_{\min}$  : Résidus (en %).

**II.6.2.2 Détermination du volume total du réservoir**

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à  $120 \text{ m}^3$ .

$$V_{\text{total}} = V_u + V_{\text{incendie}} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

$V_{\text{total}}$  : Volume total du réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;

$V_{\text{incendie}}$  : Volume de la réserve d'incendie pris  $120 \text{ m}^3$  ;

$V_u$  : Volume utile de stockage du réservoir en ( $\text{m}^3$ ), il est déterminé à partir de la formule.

$$V_u = \frac{P_{\max} * Q_{\max j}}{100} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

$P_{\max}$  : Résidu maximal dans le réservoir en %, il est déterminé comme suit :

$$P_{\max} = |R^+ \max| + |R^- \max| \quad (\text{II.5})$$

Avec :

$R^+ \max$  : Résidu maximum positif.

$R^- \max$  : Résidu maximum négatif.

La distribution du débit maximal journalier sur les heures, tient compte du coefficient de variation horaire maximale  $K_{\max.h}$  qui est déterminé à partir de l'annexe (1).

**II.6.2.3 Détermination du diamètre du réservoir**

La hauteur du réservoir varie généralement de 3 à 6 m.

$$V_{\text{total}} = S * H = \frac{\pi * D_r^2}{4} * H \quad (\text{II.6})$$

Donc :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 * V_{\text{total}}}{\pi * H}} \quad (\text{II.7})$$

Où :

$V_{\text{total}}$  : Volume du réservoir en ( $\text{m}^3$ ) ;

$H$  : Hauteur du réservoir en (m) ;

$D_r$  : Diamètre du réservoir en (m).

**II.6.2.4 Détermination de la hauteur d'incendie**

La réserve d'incendie est de 120 m<sup>3</sup>, la hauteur d'incendie se calcule comme suite :

$$H_{incendie} = \frac{V_{incendie}}{S} \quad (\text{II.8})$$

**II.6.2.5 Détermination de la hauteur d'eau disponible**

La hauteur d'eau se détermine comme suite :

$$H_d = H - H_{incendie} \quad (\text{II.9})$$

**II.6.2.6 Dimensionnement des stations de reprise**

La station de reprise est un ouvrage équipé d'un réservoir et d'une station de pompage, elle permet le refoulement intermédiaire. Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas. Ce temps, généralement, est d'un quart d'heure (1/4 h).

Pour procéder à la détermination du volume de la station de reprise, on utilise la formule suivante :

$$V_{sr} = \frac{Q_{max} * T}{20} \quad (\text{II.10})$$

Avec :

**V<sub>sr</sub>** : Volume de la station de reprise [m<sup>3</sup>] ;

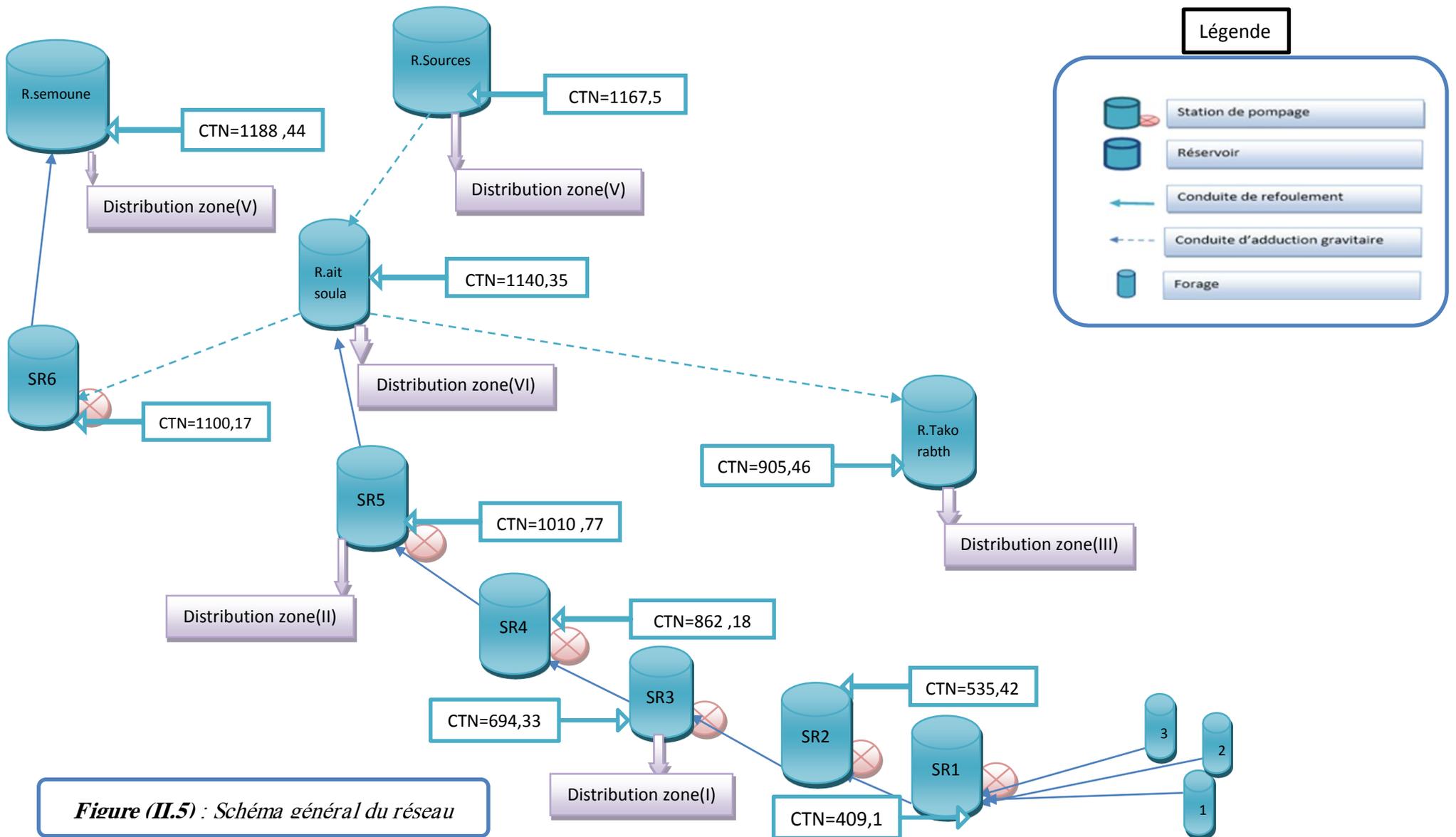
**Q<sub>maxj</sub>** : Débit entrant dans la station [m<sup>3</sup>/j] ;

T : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (T = 0.25h).

Le temps du pompage égale à 20h

**II.7 Description du domaine d'études**

La description du domaine d'étude est représentée dans le schéma suivant (Figure II.5).



**Figure (II.5) : Schéma général du réseau**

## II.8 Détermination des capacités des réservoirs

### II.8.1 Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (SR1) :

La première station de reprise reçoit un débit de **6457,955 m<sup>3</sup>/j**, elle refoule le même débit vers la deuxième station de reprise pendant 20 heures.

$$V_{SR1} = \frac{Q_{max1} \cdot T}{20} \rightarrow V_{SR1} = \frac{6457,955 \cdot 0.25}{20}$$

$$V_{SR1} = 80,72 \text{ m}^3$$

On prend un volume de **85 m<sup>3</sup>**

➤ *Calcul du diamètre du réservoir de SR1 :*

H= [3à6] m, on prend H= 4 m

$$V_{SR1} = S \cdot H \rightarrow S = \frac{V_{SR1}}{H} \rightarrow S = \frac{85}{4} \rightarrow S = 21.25 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 21.5}{\pi}} \rightarrow D = 5.2 \text{ m}$$

Donc on va prendre : **D = 5.5 m**

*Tableau (II.1) : Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir SR1*

Caractéristique			Fonctionnement		Distribution	
Capacités (m <sup>3</sup> )	Côte radier	Cote terrain naturel	Origine de l'Alimentation	Mode d'alimentation	Volume incendie (120m <sup>3</sup> )	Secteurs desservis :
85	408,14	409,14	Forages (1, 2,3)	Refoulement	non	Adduction vers SR 02

### II.8.2 Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (SR2)

La deuxième station de reprise (SR2) reçoit un débit de **6457, 955m<sup>3</sup>/j**. Elle refoule le même débit vers la troisième station de reprise (SR2) pendant 20 heures.

D'ou :

$$V_{SR2} = \frac{Q_{max1} \cdot T}{20} \rightarrow V_{SR2} = \frac{6457,955 \cdot 0.25}{20}$$

$$V_{SR2} = 80,72 \text{ m}^3$$

On prend un volume de **85m<sup>3</sup>**

➤ *Calcul du diamètre du réservoir de SR2*

H= [3à6] m, on prend H=4m

$$V_{SR2}=S*H \rightarrow S=\frac{V_{SR2}}{H} \rightarrow S=\frac{85}{4} \rightarrow S= 21.25 \text{ m}^2$$

$$S=\frac{\pi*D^2}{4} \rightarrow D=\sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \rightarrow D=\sqrt{\frac{4*21,25}{\pi}} \rightarrow D= 5.2 \text{ m}$$

Donc on va prendre : **D = 5.5 m**

**Tableau (II.2) : Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir SR2**

Caractéristique			Fonctionnement		Distribution	
Capacités (m <sup>3</sup> )	Côte radier	Cote terrain naturel	Origine de l'Alimentation	Mode d'alimentation	Volume incendie (120m <sup>3</sup> )	Secteurs desservis :
85	534,42	535,42	Station de reprise 01	Refolement	non	Adduction vers SR 03

**II.8.3 Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (SR3)**

Ce réservoir alimenté par refolement, assure la distribution pour la population de la zone (I) qui contient les villages : Taghrast, Tidjounane , et assure le refolement vers la station de reprise numéro 04. Le nombre d'habitants de cette zone est de 3315 habitants avec :

Kmaxh= 1.8

Qmax.j=6475,955m<sup>3</sup>/j

Tableau (II.3) : Dimensionnement du réservoir de la station de reprise SR3

Heures	Apports SR 2(%)	Adduction vers SR4(%)	Distribution zone I (%)	surplus(%)	déficit(%)	Résidu (%)
00-01h	5	4,037	0,17334	0,78966		0,78966
01-02h	5	4,037	0,17334	0,78966		1,57932
02-03h	5	4,037	0,17334	0,78966		2,36898
03-04h	5	4,037	0,1926	0,7704		3,13938
04-05h	5	4,037	0,26001	0,70299		3,84237
05-06h	5	4,037	0,74151	0,22149		<b>4,06386</b>
06-07h	5	4,037	1,00152		-0,03852	4,02534
07-08h	5	4,037	1,19412		-0,23112	3,79422
08-09h	5	4,037	1,0593		-0,0963	3,69792
09-10h	5	4,037	1,12671		-0,16371	3,53421
10-11h	5	4,037	0,963			3,53421
11-12h	5	4,037	1,2519		-0,2889	3,24531
12-13h	5	4,037	1,4445		-0,4815	2,76381
13-14h	5	4,037	1,29042		-0,32742	2,43639
14-15h	5	4,037	1,03041		-0,06741	2,36898
15-16h	5	4,037	0,89559	0,06741		2,43639
16-17h	5	4,037	0,8667	0,0963		2,53269
17-18h	5	4,037	1,0593		-0,0963	2,43639
18-19h	0	0	1,21338		-1,21338	1,22301
19-20h	0	0	1,03041		-1,03041	0,1926
20-21h	0	0	0,963		-0,963	-0,7704
21-22h	0	0	0,5778		-0,5778	<b>-1,3482</b>
22-23h	5	4,037	0,3852	0,5778		-0,7704
23-00h	5	4,037	0,1926	0,7704		0
<b>total</b>	<b>100</b>	<b>80,74</b>	<b>19,26</b>			

D'où on aura :

$$P_{\max}\% = |4,06386| + |-1,3482| = 5,41206$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max,j} / 100$$

$$V_{\max} = (5,41206 \times 6475,955) / 100 + 120$$

$$V_{\max} = 470,48 \text{ m}^3.$$

On choisira un volume standard de 500 m<sup>3</sup>.

➤ **Calcul du diamètre du réservoir de SR3 :**

H= [3à6] m, on prend H=4m

$$V_{SR3}=S*H \rightarrow S=\frac{V_{SR3}}{H} \rightarrow S=\frac{500}{4} \rightarrow S=125 \text{ m}^2$$

$$S=\frac{\pi*D^2}{4} \rightarrow D=\sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \rightarrow D=\sqrt{\frac{4*125}{\pi}} \rightarrow D=12.62 \text{ m}$$

Donc on va prendre : D = 13 m

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$H_{inc}=\frac{V_{inc}}{S_{inc}} = \frac{120}{125} = 0,96 \text{ m}$$

**Tableau (II.4) : Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir SR3**

Caractéristique			Fonctionnement		Distribution	
Capacités (m³)	Côte radier	Cote terrain naturel	Origine de l'Alimentation	Mode d'alimentation	Volume incendie (120m³)	Secteurs desservis :
500	693,33	694,33	Station de reprise 02	Refoulement	Oui	Adduction vers SR04+distrubution de la zone (I)

**II.8.4 Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (SR4)**

La quatrième station de reprise (SR4) reçoit un débit de **5214,227m³/j**. Elle refoule le même débit vers la troisième station de reprise (SR2) pendant 20 heures.

$$V_{SR4} = \frac{Q_{max1}*T}{20} \rightarrow V_{SR4} = \frac{5214,227*0.25}{20}$$

$$V_{SR4}= 65.17 \text{ m}^3$$

On prend un volume de **70 m³**

➤ **Calcul de diamètre de réservoir de SR4 :**

H= [3à6] m, on prend H=4m

$$V_{SR4}=S*H \rightarrow S=\frac{V_{SR4}}{H} \rightarrow S=\frac{70}{4} \rightarrow S= 17,5 \text{ m}$$

$$S=\frac{\pi*D^2}{4} \rightarrow D=\sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \rightarrow D=\sqrt{\frac{4*17,5}{\pi}} \rightarrow D= 4.72\text{m}$$

Donc on va prendre : **D = 5 m**

**Tableau (II.5) : Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir SR4**

Caractéristique			Fonctionnement		Distribution	
Capacités (m <sup>3</sup> )	Côte radier	Cote terrain naturel	Origine de l'Alimentation	Mode d'alimentation	Volume incendie (120m <sup>3</sup> )	Secteurs desservis :
70	861,18	862,18	Station de reprise 03	Refoulement	non	Adduction vers SR05

### II.8.5 Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (SR5)

Ce réservoir est alimenté par refoulement(SR4), il assure la distribution pour la population de la zone (II) qui contient les villages : **Ait Chemini, Chemini Centre, Imaâliouene** et assure le refoulement vers le réservoir Ait soula et le réservoir Takorabth et Le nombre d'habitants de cette zone est de 4476 habitants avec :

$$K_{maxh} = 1,9$$

$$Q_{max,j} = 5214,227 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau (II.6) : Dimensionnement du réservoir de la station de reprise SR5

Heures	Apports SR4 (%)	Adduction vers ait soula (%)	Adduction vers réservoir takorabt (%)	Distribution zone II (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01h	5	3,343	0,7925	0,12002	0,74448		0,74448
01-02h	5	3,343	0,7925	0,12002	0,74448		1,48896
02-03h	5	3,343	0,7925	0,12002	0,74448		2,23344
03-04h	5	3,343	0,7925	0,1412	0,7233		2,95674
04-05h	5	3,343	0,7925	0,38124	0,48326		3,44
05-06h	5	3,343	0,7925	0,66364	0,20086		3,64086
06-07h	5	3,343	0,7925	0,75542	0,10908		3,74994
07-08h	5	3,343	0,7925	0,82602	0,03848		3,78842
08-09h	5	3,343	0,7925	0,6354	0,2291		4,01752
09-10h	5	3,343	0,7925	0,59304	0,27146		4,28898
10-11h	5	3,343	0,7925	0,7766	0,0879		4,37688
11-12h	5	3,343	0,7925	1,059		-0,1945	4,18238
12-13h	5	3,343	0,7925	1,11548		-0,25098	3,9314
13-14h	5	3,343	0,7925	0,89662		-0,03212	3,89928
14-15h	5	3,343	0,7925	0,73424	0,13026		4,02954
15-16h	5	3,343	0,7925	0,67776	0,18674		4,21628
16-17h	5	3,343	0,7925	0,5648	0,2997		4,51598
17-18h	5	3,343	0,7925	0,6354	0,2291		<b>4,74508</b>
18-19h	0	0	0,7925	0,87544		-1,66794	3,07714
19-20h	0	0	0,7925	0,80484		-1,59734	1,4798
20-21h	0	0	0,7925	0,7766		-1,5691	-0,0893
21-22h	0	0	0,7925	0,4236		-1,2161	<b>-1,3054</b>
22-23h	5	3,343	0,7925	0,2824	0,5821		-0,7233
23-00h	5	3,343	0,7925	0,1412	0,7233		0
<b>total</b>	<b>100</b>	<b>66,86</b>	<b>19,02</b>	<b>14,12</b>			

D'où on aura :

$$P_{\max}\% = |4,74508| + |-1,3054| = 6,05048$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max,j} / 100$$

$$V_{\max} = (6,05048 \times 5214,227) / 100 + 120$$

$$V_{\max} = 435,49 \text{ m}^3.$$

On choisira un volume standard de **450 m<sup>3</sup>**.

➤ **Calcul du diamètre du réservoir de SR5 :**

H= [3à6] m, on prend H=4m

$$V_{SR5}=S*H \rightarrow S=\frac{V_{SR5}}{H} \rightarrow S=\frac{450}{4} \rightarrow S=112,5 \text{ m}^2$$

$$S=\frac{\pi*D^2}{4} \rightarrow D=\sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \rightarrow D=\sqrt{\frac{4*112,5}{\pi}} \rightarrow D=11.97 \text{ m}$$

Donc on va prendre : **D = 12 m**

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie :**

$$H_{inc}=\frac{V_{inc}}{S_{inc}} = \frac{120}{112,5} = 1,06 \text{ m}$$

**Tableau (II.7) : Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir SR5**

Caractéristique			Fonctionnement		Distribution	
Capacités (m³)	Côte radier	Cote terrain naturel	Origine de l'Alimentation	Mode d'alimentation	Volume incendie (120m³)	Secteurs desservis :
450	1009,77	1010,77	Station de reprise 04	Refoulement	Oui	Adduction vers R ait soula +adduction vers R.Takourabth +distribution de la zone(II)

**II.8.6 Dimensionnement du réservoir Takourabth**

Ce réservoir est alimenté gravitairement. Il assure la distribution pour la population de la zone (III) qui contient les villages : **Boumellal, Takorabt, Tihouna**. Le nombre d'habitants de cette zone est de 4467 habitants avec :

$$K_{maxh}= 1.9$$

$$Q_{max,j}=991,7784 \text{ m}^3/j$$

Tableau (II.8) : Dimensionnement du réservoir de Takourabt

Heures	Apports gravitaire par SR5 (%)	Distributions zone III (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01h	4,16	0,85	3,31		3,31
01-02h	4,16	0,85	3,31		6,62
02-03h	4,16	0,85	3,31		9,93
03-04h	4,16	1	3,16		13,09
04-05h	4,16	2,7	1,46		<b>14,55</b>
05-06h	4,16	4,7		-0,54	14,01
06-07h	4,16	5,35		-1,19	12,82
07-08h	4,16	5,85		-1,69	11,13
08-09h	4,17	4,5		-0,33	10,8
09-10h	4,17	4,2		-0,03	10,77
10-11h	4,17	5,5		-1,33	9,44
11-12h	4,17	7,5		-3,33	6,11
12-13h	4,17	7,9		-3,73	2,38
13-14h	4,17	6,35		-2,18	0,2
14-15h	4,17	5,2		-1,03	-0,83
15-16h	4,17	4,8		-0,63	-1,46
16-17h	4,17	4	0,17		-1,29
17-18h	4,17	4,5		-0,33	-1,62
18-19h	4,17	6,2		-2,03	-3,65
19-20h	4,17	5,7		-1,53	-5,18
20-21h	4,17	5,5		-1,33	<b>-6,51</b>
21-22h	4,17	3	1,17		-5,34
22-23h	4,17	2	2,17		-3,17
23-00h	4,17	1	3,17		0
<b>total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>			

D'où on aura :

$$P_{\max}\% = |14,55| + |-6,51| = 21,06$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max,j} / 100$$

$$V_{\max} = (21,06 \times 991,7784) / 100 + 120$$

$$V_{\max} = 328,86 \text{ m}^3.$$

On choisira un volume standard de **350 m<sup>3</sup>**.

➤ *Calcul de diamètre de réservoir de Takourabth :*

H = [3 à 6] m, on prend H = 4 m

$$V_{RT} = S * H \rightarrow S = \frac{V_{RT}}{H} \rightarrow S = \frac{350}{4} \rightarrow S = 87,5 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 87,5}{\pi}} \rightarrow D = 10,55 \text{ m}$$

Donc on va prendre : **D = 11 m**

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie**

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S_{inc}} = \frac{120}{87,5} = 1,37 \text{ m}$$

**Tableau (II.9) : Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir Takourabth**

Caractéristique			Fonctionnement		Distribution	
Capacités (m <sup>3</sup> )	Côte radier	Cote terrain naturel	Origine de l'Alimentation	Mode d'alimentation	Volume incendie (120m <sup>3</sup> )	Secteurs desservis :
350	904,46	905,46	Station de reprise 05	Refoulement	Oui	Distribution de la zone(II)

### II.8.7 Dimensionnement du réservoir des eaux sources

Ce réservoir est alimenté gravitairement par les sources situées sur les hauteurs de la montagne d'Ait Soula, il alimente le réservoir d'Ait soula et assure la distribution de la zone(V) qui contient les villages : Sidi Yahia, Tagemount, et Le nombre d'habitants de cette zone est de 1386 habitants avec avec :

$$K_{maxh} = 2,5$$

$$Q_{max,j} = 302,112 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau (II.11) : Dimensionnement du réservoir d'eaux des sources

Heures	Apports (%)	adduction vers le réservoir ait soula (%)	Distribution De la zone V (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01h	4,16	0,528	0,52392	3,10808		3,10808
01-02h	4,16	0,528	0,52392	3,10808		6,21616
02-03h	4,16	0,528	1,04784	2,58416		8,80032
03-04h	4,16	0,528	1,04784	2,58416		11,38448
04-05h	4,16	0,528	3,0562	0,5758		11,96028
05-06h	4,16	0,528	3,0562	0,5758		<b>12,53608</b>
06-07h	4,16	0,528	3,9294		-0,2974	12,23868
07-08h	4,16	0,528	8,90664		-5,27464	6,96404
08-09h	4,17	0,528	7,68416		-4,04216	2,92188
09-10h	4,17	0,528	5,6758		-2,0338	0,88808
10-11h	4,17	0,528	3,58012	0,06188		0,94996
11-12h	4,17	0,528	3,58012	0,06188		1,01184
12-13h	4,17	0,528	3,0562	0,5858		1,59764
13-14h	4,17	0,528	3,0562	0,5858		2,18344
14-15h	4,17	0,528	4,10404		-0,46204	1,7214
15-16h	4,17	0,528	5,41384		-1,77184	-0,05044
16-17h	4,17	0,528	9,08128		-5,43928	-5,48972
17-18h	4,17	0,528	8,20808		-4,56608	-10,0558
18-19h	4,17	0,528	6,37436		-2,73236	<b>-12,78816</b>
19-20h	4,17	0,528	1,39712	2,24488		-10,54328
20-21h	4,17	0,528	1,39712	2,24488		-8,2984
21-22h	4,17	0,528	0,8732	2,7688		-5,5296
22-23h	4,17	0,528	0,52392	3,11808		-2,41152
23-00h	4,17	0,528	0,52392	3,11808		0,70656
<b>total</b>	<b>100</b>	<b>12,68</b>	<b>87,32</b>			

D'où on aura :

$$P_{\max} \% = |12,53608| + |-12,78816| = 25,32424$$

$$V_{\max} = P \% * Q_{\max, j} / 100$$

$$V_{\max} = (25,32424 \times 2383,2) / 100 + 120$$

$$V_{\max} = 723.53 \text{m}^3.$$

On choisira un volume standard de **750 m<sup>3</sup>**.

➤ **Calcul de diamètre de réservoir de source :**

H= [3à6] m, on prend H=4m

$$V_{RS}=S*H \rightarrow S=\frac{VRS}{H} \rightarrow S=\frac{750}{4} \rightarrow S=187,5 \text{ m}^2$$

$$S=\frac{\pi*D^2}{4} \rightarrow D=\sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \rightarrow D=\sqrt{\frac{4*187,5}{\pi}} \rightarrow D=15,45 \text{ m}$$

Donc on va prendre : **D = 16 m**

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie**

$$H_{inc}=\frac{V_{inc}}{S_{inc}}=\frac{120}{187,5}=0,64 \text{ m}$$

**Tableau (II.12) :** Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir des eaux des sources

Caractéristique			Fonctionnement		Distribution	
Capacités (m <sup>3</sup> )	Côte radier	Cote terrain naturel	Origine de l'Alimentation	Mode d'alimentation	Volume incendie (120m <sup>3</sup> )	Secteurs desservis :
750	1166,5	1167,5	Sources	Gravitaire	Oui	Adduction gravitaire vers R Ait soula + distribution de la zone (V)

### II.8.8 Dimensionnement du réservoir Ait Soula

Ce réservoir est alimenté gravitaire ment par l'eau des sources et par refoulement (SR5). Il assure la distribution pour la population de la zone (VI) qui contient les villages : Agueni Ait Soula, Ait Zadi, Djenane, Larbâa, Louta, Tazroutz, Tighilt, Tissira et une adduction vers (SR6). Le nombre d'habitants de cette zone est de 11080 habitants avec :

$$K_{maxh}=1.7$$

$$Q_{maxh}=3486,1838 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau (II.13) : Dimensionnement du réservoir d'Ait soula

Heures	Apports SR 5 (%)	Apports des eaux de source (%)	Adduction vers SR 6 (%)	Distribution zone VI	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01h	2,015	2,4875	1,237	0,7031	2,5624		2,5624
01-02h	2,015	2,4875	1,237	0,7031	2,5624		5,1248
02-03h	2,015	2,4875	1,237	0,7031	2,5624		7,6872
03-04h	2,015	2,4875	1,237	0,7031	2,5624		10,2496
04-05h	2,015	2,4875	1,237	1,4062	1,8593		12,1089
05-06h	2,015	2,4875	1,237	2,1093	1,1562		<b>13,2651</b>
06-07h	2,015	2,4875	1,237	3,5155		-0,25	13,0151
07-08h	2,015	2,4875	1,237	4,57015		-1,30465	11,71045
08-09h	2,015	2,4875	1,237	4,57015		-1,30465	10,4058
09-10h	2,015	2,4875	1,237	3,86705		-0,60155	9,80425
10-11h	2,015	2,4875	1,237	3,16395	0,10155		9,9058
11-12h	2,015	2,4875	1,237	3,86705		-0,60155	9,30425
12-13h	2,015	2,4875	1,237	4,9217		-1,6562	7,64805
13-14h	2,015	2,4875	1,237	4,9217		-1,6562	5,99185
14-15h	2,015	2,4875	1,237	3,86705		-0,60155	5,3903
15-16h	2,015	2,4875	1,237	3,16395	0,10155		5,49185
16-17h	2,015	2,4875	1,237	3,5155		-0,25	5,24185
17-18h	2,015	2,4875	1,237	4,57015		-1,30465	3,9372
18-19h	0	2,4875	1,237	4,57015		-3,31965	0,61755
19-20h	0	2,4875	1,237	3,5155		-2,265	-1,64745
20-21h	0	2,4875	1,237	3,16395		-1,91345	-3,5609
21-22h	0	2,4875	1,237	2,1093		-0,8588	<b>-4,4197</b>
22-23h	2,015	2,4875	1,237	1,4062	1,8593		-2,5604
23-00h	2,015	2,4875	1,237	0,7031	2,5624		0,002
<b>total</b>	<b>40,3</b>	<b>59,7</b>	<b>29,69</b>	<b>70,31</b>			

D'où on aura :

$$P_{\max\%} = |13,2651| + |-4,4197| = 17,6848$$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max,j} / 100$$

$$V_{\max} = (17,6848 \times 3486,1838) / 100 + 120$$

$$V_{\max} = 736,52 \text{ m}^3.$$

On choisira un volume standard de **750 m<sup>3</sup>**.

➤ *Calcul de diamètre de réservoir d'ait soula :*

H= [3à6] m, on prend H=4m

$$V_{RAT}=S*H \rightarrow S=\frac{VRAT}{H} \rightarrow S=\frac{750}{4} \rightarrow S=187,5m^2$$

$$S=\frac{\pi*D^2}{4} \rightarrow D=\sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \rightarrow D=\sqrt{\frac{4*187,5}{\pi}} \rightarrow D=15,45\text{ m}$$

Donc on va prendre : **D = 16m**

➤ *La hauteur de la réserve d'incendie*

$$H_{inc}=\frac{V_{inc}}{S_{inc}} = \frac{120}{187,5} = 0,64m$$

**Tableau (II.14) :** Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir Ait soula

Caractéristique			Fonctionnement		Distribution	
Capacités (m <sup>3</sup> )	Côte radier	Cote terrain naturel	Origine de l'Alimentation	Mode d'alimentation	Volume incendie (120m <sup>3</sup> )	Secteurs desservis :
750	1139,35	1140,35	Les eaux de sources + station de reprise 05	Gravitaire +Refoulement	Oui	Adduction gravitaire vers SR05 + distribution de la zone (VI)

**II.8.9 Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (SR6)**

Ce réservoir est alimenté gravitairement par l'eau du réservoir Ait soula. Il assure le refoulement vers le réservoir de distribution semoune (zone IV) :

Tableau (II.15) : Dimensionnement du réservoir d'eaux de la station de reprise SR6 :

Heures	Apports gravitaire par R Ait soula (%)	refoulement vers le réservoir semaille (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01h	4,16	5		-0,84	-0,84
01-02h	4,16	5		-0,84	-1,68
02-03h	4,16	5		-0,84	-2,52
03-04h	4,16	5		-0,84	-3,36
04-05h	4,16	5		-0,84	-4,2
05-06h	4,16	5		-0,84	-5,04
06-07h	4,16	5		-0,84	-5,88
07-08h	4,16	5		-0,84	-6,72
08-09h	4,17	5		-0,83	-7,55
09-10h	4,17	5		-0,83	-8,38
10-11h	4,17	5		-0,83	-9,21
11-12h	4,17	5		-0,83	-10,04
12-13h	4,17	5		-0,83	-10,87
13-14h	4,17	5		-0,83	-11,7
14-15h	4,17	5		-0,83	-12,53
15-16h	4,17	5		-0,83	-13,36
16-17h	4,17	5		-0,83	-14,19
17-18h	4,17	5		-0,83	<b>-15,02</b>
18-19h	4,17	0	4,17		-10,85
19-20h	4,17	0	4,17		-6,68
20-21h	4,17	0	4,17		-2,51
21-22h	4,17	0	4,17		<b>1,66</b>
22-23h	4,17	5		-0,83	0,83
23-00h	4,17	5		-0,83	0
<b>total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>			

D'où on aura :

$$P_{\max}\% = |1,66| + |-15,02| = 16,68$$

$$V_{\max} = P\% \cdot Q_{\max,j} / 100$$

$$V_{\max} = (16,68 \times 1431,072) / 100 + 120$$

$$V_{\max} = 358,70 \text{ m}^3.$$

On choisira un volume standard de **400 m<sup>3</sup>**.

➤ *Calcul de diamètre de réservoir de SR6 :*

H = [3 à 6] m, on prend H = 4 m

$$V_{\text{SR6}} = S \cdot H \rightarrow S = \frac{V_{\text{SR6}}}{H} \rightarrow S = \frac{400}{4} \rightarrow S = 100 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 100}{\pi}} \rightarrow D = 11,29 \text{ m}$$

Donc on va prendre : **D = 12m**

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie**

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S_{\text{inc}}} = \frac{120}{100} = 1,2 \text{ m}$$

**Tableau (II.16) : Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir SR6**

Caractéristique			Fonctionnement		Distribution	
Capacités (m <sup>3</sup> )	Côte radier	Cote terrain naturel	Origine de l'Alimentation	Mode d'alimentation	Volume incendie (120m <sup>3</sup> )	Secteurs desservis :
400	1099,17	1100,17	Réservoir ait soula	Gravitaire	Oui	Adduction vers R Semoune

### II.8.10 Dimensionnement du réservoir semoune

Ce réservoir est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise 06. Il assure la distribution pour la population de la zone (IV) qui contient les villages : Ait Ouragh, El Maten, Semaoune Sidi Hadj H'saine, Takhlidjt. Le nombre d'habitants de cette zone est de 6625 habitants avec :

$$K_{\text{maxh}} = 1,8$$

$$Q_{\text{max h}} = 1431,072 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau (II.17) : Dimensionnement du réservoir de semoune

Heures	Apport SR6 (%)	Distribution IV (%)	Surplus(%)	Déficit(%)	Résidu(%)
00-01h	5	0,9	4,1		4,1
01-02h	5	0,9	4,1		8,2
02-03h	5	0,9	4,1		12,3
03-04h	5	1	4		16,3
04-05h	5	1,35	3,65		19,95
05-06h	5	3,85	1,15		<b>21,1</b>
06-07h	5	5,2		-0,2	20,9
07-08h	5	6,2		-1,2	19,7
08-09h	5	5,5		-0,5	19,2
09-10h	5	5,85		-0,85	18,35
10-11h	5	5			18,35
11-12h	5	6,5		-1,5	16,85
12-13h	5	7,5		-2,5	14,35
13-14h	5	6,7		-1,7	12,65
14-15h	5	5,35		-0,35	12,3
15-16h	5	4,65	0,35		12,65
16-17h	5	4,5	0,5		13,15
17-18h	5	5,5		-0,5	12,65
18-19h	0	6,3		-6,3	6,35
19-20h	0	5,35		-5,35	1
20-21h	0	5		-5	-4
21-22h	0	3		-3	<b>-7</b>
22-23h	5	2	3		-4
23-00h	5	1	4		0
<b>total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>			

D'où on aura:

$$P_{\max} \% = |21,1| + |-7| = 28,1$$

$$V_{\max} = P \% * Q_{\max,j} / 100$$

$$V_{\max} = (28,1 \times 1431.072) / 100 + 120$$

$$V_{\max} = 522,13 \text{ m}^3.$$

On choisira un volume standard de **550 m<sup>3</sup>**.

➤ **Calcul de diamètre de réservoir de semoune :**

H= [3à6] m, on prend H=4m

$$V_{RS}=S*H \rightarrow S=\frac{V_{RS}}{H} \rightarrow S=\frac{550}{4} \rightarrow S=137,5 \text{ m}^2$$

$$S=\frac{\pi*D^2}{4} \rightarrow D=\sqrt{\frac{4*S}{\pi}} \rightarrow D=\sqrt{\frac{4*137,5}{\pi}} \rightarrow D=13,23 \text{ m}$$

Donc on va prendre : **D = 12m**

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie**

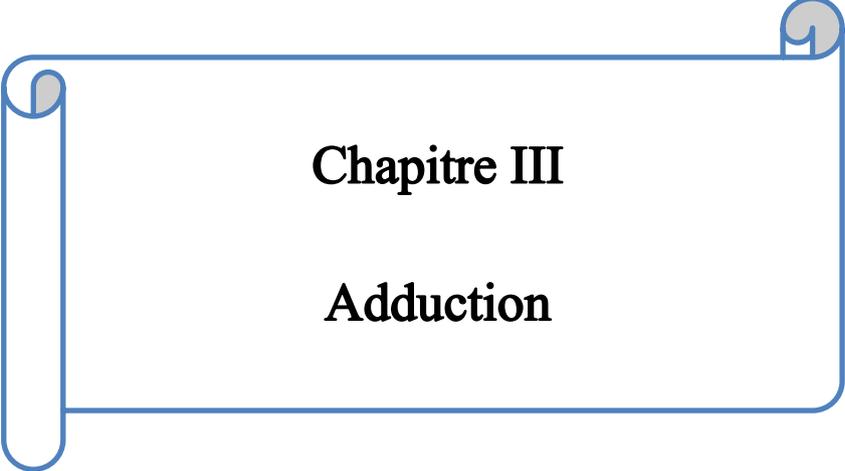
$$H_{inc}=\frac{V_{inc}}{S_{inc}} = \frac{120}{137,5} = 0,87 \text{ m}$$

**Tableau (II.18) : Tableau récapitulatif des caractéristiques du réservoir semoune**

Caractéristique			Fonctionnement		Distribution	
Capacités (m <sup>3</sup> )	Côte radier	Cote terrain naturel	Origine de l'Alimentation	Mode d'alimentation	Volume incendie (120m <sup>3</sup> )	Secteurs desservis :
400	1187,44	1188,44	station de reprise 06	Refoulement	Oui	Distribution de la zone (IV)

## II.9 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé le volume des différents réservoirs ainsi que leurs dimensions (hauteur, diamètre des réservoirs et hauteur d'incendie), garantissant l'alimentation en eau potable des différents villages.



**Chapitre III**

**Adduction**

---

## Chapitre III : Adduction

### III.1 Introduction

Après avoir dimensionné les réservoirs, nous nous intéressons à présent au réseau d'adduction ce dernier consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique économique, en vue d'acheminer les eaux depuis les zones de captage (forage, source, barrage...), soit vers les réservoirs de stockage ou de distributions.

L'objet de cette étude est de parvenir à la mise en place d'un système d'adduction techniquement performant et économiquement peu coûteux.

### III.2 Type d'adduction

De par leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées selon leurs charges [6] :

- Soit en adduction par refoulement ;
- Soit en adduction gravitaire ;
- Soit en adduction mixte.

#### III.2.1 Adduction par refoulement

Le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. L'adduction est réalisée en charge c'est-à-dire dans les conduites sous pression, du moment que les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

#### III.2.2 Adduction gravitaire

Le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle des réservoirs de desserte, c'est à-dire sans pression, l'air étant présent dans les canalisations.

#### III.2.3 Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir.

### III.3 Choix du tracé

Le choix de tracé du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique [6] :

Pour des raisons économiques, il est nécessaire d'opter le tracé le plus court possible ;

- Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des travaux.
- Éviter les contres pentes susceptibles de créer des cantonnements d'air aux points hauts qui sont plus ou moins difficiles à éviter ; dans le cas de refoulement il peut résulter en ces points une cavitation par suite d'arrêt inopiné pouvant occasionner l'éclatement des canalisations.
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes et afin de diminuer les pertes de charge.
- Éviter les profils horizontaux qui peuvent perturber le régime d'écoulement.

### III.4 Choix du type de matériaux pour les conduites

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

- Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :  
Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et mise en service.

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

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

Parmi les tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : les tuyaux en fonte, les tuyaux en acier, les tuyaux en amiante ciment, les tuyaux en béton et les tuyaux en matière thermoplastique [5].

### III.5 Les équipements du système d'adduction

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants [7] :

- Les vannes de sectionnement ;
- Les robinets vannes à opercule ;
- Les vannes à papillon ;
- La vidange ;
- Les ventouses ;
- Les clapets anti-retour ;
- Les crépines.

#### III.5.1 Les vannes de sectionnement

Elles sont utilisées pour isoler un ou plusieurs tronçons de l'adduction pour l'entretien ou la réparation ; elles permettent aussi la vidange partielle d'un tronçon. On constate deux types de ces vannes :

- 1- Les robinets à boisseau : comporte un corps contenant une clé évidée, cylindrique, tronconique ou sphérique, ajustée dans un corps. L'obturation est obtenue par une rotation de la clé de 90°.
- 2- Les robinets à soupape : leur obturation est réalisée par une soupape solidaire d'une vis de commande. La rotation de la vis a pour effet d'appliquer ou non la soupape sur son siège.

#### III.5.2 Les ventouses

Pour évacuer éventuellement l'air entraîné par l'eau, qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau, sans perte initiale d'eau. On peut voir deux types de ventouses :

- Les ventouses manuelles : sont constituées d'une prise verticale montée sur la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle.
- Les ventouses automatiques : comportent un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à l'atmosphère par un orifice placé à la partie supérieure de couvercle.

### III.5.3 Les robinets de décharge (vidanges)

Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé, en vue de la vidange de la conduite. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou, si le point bas se trouve hors de la ville, dans le fossé de la route. Ce robinet, comme toute pièce de ce genre, sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie. Cet appareil doit toujours être facilement accessible.

### III.5.4 Les clapets

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

Les clapets les plus utilisés sont ceux dites des soupapes de retenue à tuyère où la fermeture est accélérée par un ressort et non provoquée par le retour de l'eau comme dans le clapet à battant, il en résulte une fermeture rapide et sans choc, donc la protection du matériel. Il existe aussi des clapets en caoutchouc qui sont particulièrement silencieux.

### III.5.5 Les Crépines

Ce sont des appareils en forme de panier, percées en trous et placées à l'extrémité des canalisations d'aspiration, pour empêcher l'introduction de corps étrangers dans celles-ci [7].

## III.6 Description du schéma d'adduction

### III.6.1 Adduction par refoulement

La chaîne d'adduction est composée de deux parties, la première prend son départ à partir de la station de reprise (SR1) située à une côte de 409.14m, l'eau se refoule vers le réservoir d'Ait Soula ( $R_{Ait\ Soula}$ ) situé à une côte de 1010.77m passant par 4 stations de reprise, et la deuxième prend son départ à partir de la station de reprise (SR6) située à une côte de 1100.17m, l'eau se refoule vers le réservoir Semaoune ( $R_{Semaoune}$ ) situé à une côte de 1188.44m. Voir la figure (II.5).

### III.6.2 Adduction gravitaire

La chaîne d'adduction gravitaire est composée de trois traçants, le premier prend son départ à partir du réservoir du sources ( $R_{sources}$ ) situé à une côte de 1167.5m, l'eau s'écoule vers le réservoir d'Ait Soula ( $R_{Ait\ Soula}$ ) situé à une côte de 1140.35m, le deuxième prend son départ à partir de ce dernier vers la station de reprise (SR6) située à une côte de 1100.17m et le dernier prend son départ à partir de la station de reprise (SR5) située à une côte de 1010.77m, l'eau s'écoule vers le réservoir du Takourabt ( $R_{Takourabt}$ ) situé à une côte de 905.46m. Voir la figure (II.5).

## III.7 Calcul du diamètre économique

Pour les conduites de refoulement, ce diamètre est déterminé approximativement par les deux formules suivantes :

- Formule de BONNIN :

$$D_1 = \sqrt{Q} \quad (III.1)$$

- Formule de BRESS :

$$D_2 = 1,5\sqrt{Q} \quad (III.2)$$

Pour les conduites gravitaires, ce diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre  $V_{\max}$  et  $V_{\min}$  :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V_{\max}}} \quad (\text{III.3})$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V_{\min}}} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- $V_{\min}$  : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s ;
- $V_{\max}$  : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5m/s ;
- $D_{\min}$  : Le diamètre minimal de la conduite (m) ;
- $D_{\max}$  : Le diamètre maximal de le conduite (m) ;
- $Q$  : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m<sup>3</sup>/s).

### III.8 Calcul de la vitesse

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

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

Avec :

- V : vitesse d'écoulement ;
- Q : Débit transitant dans la conduite ;
- D : Diamètre de la conduite

### III.9 Les pertes de charges

Les pertes de charges rencontrées des une conduite d'adduction sont :

- Les pertes de charges linéaires ;
- Les pertes de charges singulières.

### III.10 Les pertes de charge linéaire ( $H_L$ )

Elles sont données par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$HL = J * L = \frac{\lambda * L * V^2}{D * 2 * g} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- J : Perte de charge linéaire (m/ml) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- $\lambda$  : Coefficient de frottement de DARCY.

Le calcul du coefficient de Darcy se détermine par les formules suivantes :

### III.11 Régime turbulent rugueux

Il est donné par la formule de NIKURADAZI

$$\lambda = \left( 1,14 - 0,8 * \ln \left( \frac{K}{D} \right) \right)^{-2} \quad (\text{III.7})$$

### III.12 Régime transitoire

Il est donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{k}{3,71 * D} + \frac{2,51}{\text{Re} * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{III.8})$$

Avec :

K : La rugosité absolue de la conduite en (0,15 mm pour les conduites en fonte ductile et 0,02 mm pour les conduites en PEHD)

Re : Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$\text{Re} = \frac{D * V}{\gamma} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- V : Vitesse de l'eau (m/s) ;

-  $\gamma$  : Viscosité cinématique, calculé par la formule de STOCKS :

$$\gamma = \frac{0,0178}{1 + 0,0337 * T + 0,000221 * T^2} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

T : Température de l'eau en degré

### III.13 Les pertes de charge singulières (HS)

Elles sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires :

$$H_s = 0,15 * H_L \quad (\text{III.11})$$

Avec :

H<sub>s</sub> : Perte de charge singulière (m) ;

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

### III.14 Les pertes de charge totale (HT)

Représentent la somme des deux pertes de charge H<sub>s</sub> et H<sub>L</sub>

$$H_T = 1,15 * H_L \quad (\text{III.12})$$

### III.15 Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT)

Elle est donnée par la relation suivante :

$$HMT = H_g + H_T \quad (\text{III.13})$$

Avec :

HMT : Hauteur manométrique totale (m) ;

H<sub>g</sub> : Hauteur géométrique (m).

### III.16 Calcul de la puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

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

η : Rendement de la pompe (%) ;

Dans notre cas en prendre η=70 %.

### III.17 Calcul de l'énergie consommée par la pompe

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_a * t * 365 \quad (\text{III.15})$$

Avec :

- E : Énergie consommée par la pompe (KWh) ;
- t : Le temps de pompage par jour (t=20h).

### III.18 Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{exp} = E * eu \quad (\text{III.16})$$

Avec :

- F<sub>exp</sub> : Frais d'exploitation (DA) ;
- eu : Prix unitaire du KWh. Fixé à 4,67 DA.

### III.19 Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement se calculent comme suit :

$$F_{am} = P_u * L * A \quad (\text{III.17})$$

Avec :

- F<sub>am</sub> : Frais d'amortissement (DA)
- P<sub>u</sub> : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- A : L'amortissement annuel, elle est déterminée comme suit :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III.18})$$

Avec :

i : Taux d'intérêt, on prend 8%.

n : Nombre d'années d'amortissement (n=30ans).

D'où :

$$A = \frac{0,08}{(1 + 0,08)^{30} - 1} + i \quad A = 0,08883 = 8,88\%$$

### III.20 Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$BL = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{III.19})$$

Avec :

BL : Le bilan en (DA).

### III.21 Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons

#### III.21.1 Adduction par refoulement

##### III.21.1.1 Tronçon SR1-SR2

*Données* :  $Q = 6457.995 \text{ m}^3/\text{J}$ ,  $Q = 0.07474 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $L = 791 \text{ m}$ ,

$H_g = \text{CTP (SR2)} - \text{CR (SR1)}$

$H_g = 539.42 - 409.14 = 130.28 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :

$D_1 = 0.253 \text{ m}$ ,  $D_2 = 0.410 \text{ m}$ .

Le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 315, 400 et 500 mm

Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (3).

**Tableau (III.1) : calcul de HMT du tronçon SR1-SR2**

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L (m)	$\lambda$	HL	HT (m)	Hg (m)	HMT (m)
315	257,8	0,0747	1,432	369318,04	791	0,0116	3,72	4,28	130,28	134,56
400	327,4	0,0747	0,888	290806,93	791	0,0111	1,07	1,24	130,28	131,52
500	409,2	0,0747	0,568	232673,97	791	0,0106	0,34	0,39	130,28	130,67

**Tableau (III.2) : Calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et bilan du tronçon SR1-SR2.**

D (mm)	P (KW)	E (KWh)	F <sub>exp</sub> (DA/KWh)	Prix (DA/ml)	A	F <sub>am</sub> (DA)	Bilan (DA)
315	140,9487	1028925,53	4805082,22	8026,99	0,08883	564012,68	5369094,9
400	137,7597	1005645,9	4696366,36	12966,67	0,08883	911096,973	5607463,33
500	136,8686	999141,208	4665989,44	19566,67	0,08883	1374842,87	6040832,31

D'après le tableau (III.2) on trouve que le diamètre le plus économique est **315mm** avec une vitesse acceptable de **1,4326 m/s**.

#### III.21.1.2 Tronçon SR2-SR3 :

**Données :**  $Q = 6457.995 \text{ m}^3/\text{J}$ ,  $Q = 0.07474 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $L = 942 \text{ m}$ ,

$H_g = \text{CTP (SR2)} - \text{CR (SR2)}$

$H_g = 698.33 - 535.42 = 162.91 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :

$D_1 = 0.253 \text{ m}$ ,  $D_2 = 0,410 \text{ m}$ .

Le PEHD (PN20) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 315, 400 et 500 mm

Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (4).

**Tableau (III.3) : calcul de HMT du tronçon SR2-SR3**

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L (m)	$\lambda$	HL	HT (m)	Hg (m)	HMT (m)
315	244,6	0,0747	1,5914	389248,533	942	0,0117	5,82	6,70	162,91	169,61
<b>400</b>	<b>310,6</b>	<b>0,0747</b>	<b>0,9869</b>	<b>306536,352</b>	<b>942</b>	<b>0,0112</b>	<b>1,68</b>	<b>1,94</b>	<b>162,91</b>	<b>164,85</b>
500	388,4	0,0747	0,6311	245134,375	942	0,0107	0,53	0,61	162,91	163,52

**Tableau (III.4) : Calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et bilan du tronçon SR2-SR3.**

D (mm)	P (KW)	E (KWh)	F <sub>exp</sub> (DA/KWh)	Prix (DA/ml)	A	Fam (DA)	bilan (DA)
315	177,658712	1296908,6	6056563,16	9015,89	0,08883	754430,381	6810993,54
<b>400</b>	<b>172,67180</b>	<b>1260504,15</b>	<b>5886554,38</b>	<b>14529,62</b>	<b>0,08883</b>	<b>1215807,51</b>	<b>7102361,88</b>
500	171,2758	1250313,34	5838963,3	22624,58	0,08883	1893176,44	7732139,74

D'après le tableau (III.4) on trouve que le diamètre le plus économique est **400 mm** avec une vitesse acceptable de **0,9869m/s**.

#### III.21.1.3 Tronçon SR3-SR4

**Données :**  $Q = 5214.229 \text{ m}^3/\text{J}$ ,  $Q = 0.0603 \text{ m}^3/\text{s}$   $L = 1279 \text{ m}$ ,

$H_g = \text{CTP (SR4)} - \text{CR (SR3)}$

$H_g = 866.18 - 694.33 = 171.85 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :

$D_1 = 0.2455 \text{ m}$ ,  $D_2 = 0,3683 \text{ m}$ .

Le PEHD (PN20) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 250, 315 et 400 mm

Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (4).

*Tableau (III.5) : calcul de HMT du tronçon SR3-SR4*

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L (m)	$\lambda$	HL	HT (m)	Hg (m)	HMT (m)
250	194,2	0,0603	2,0368	395547,305	1279	0,0122	17,06	19,61	171,85	191,47
<b>315</b>	<b>244,6</b>	<b>0,0603</b>	<b>1,2839</b>	<b>314044,508</b>	<b>1279</b>	<b>0,0117</b>	<b>5,15</b>	<b>5,925</b>	<b>171,85</b>	<b>177,77</b>
400	310,6	0,0603	0,7962	247312,578	1279	0,0112	1,49	1,717	171,85	173,56

*Tableau (III.6) : Calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et bilan du tronçon SR3-SR4*

D (mm)	P (KW)	E (KWh)	Fexp (DA/KWh)	Prix (DA/ml)	A	Fam (DA)	Bilan (DA)
250	161,800366	1181142,67	5515936,27	5900,88	0,08883	670420,043	6186356,32
<b>315</b>	<b>150,230943</b>	<b>1096685,88</b>	<b>5121523,07</b>	<b>9015,89</b>	<b>0,08883</b>	<b>1024327,45</b>	<b>6145850,52</b>
400	146,675089	1070728,15	5000300,45	14529,62	0,08883	1650762	6651062,45

D'après le tableau (III.6) on trouve que le diamètre le plus économique est **315mm** avec une vitesse acceptable de **1,2839 m/s**.

#### III.21.1.4 Tronçon SR4-SR5

*Données* :  $Q = 5214.229 \text{ m}^3/\text{J}$ ,  $Q = 0.0603 \text{ m}^3/\text{s}$   $L = 530 \text{ m}$ ,

$H_g = \text{CTP (SR5)} - \text{CR (SR4)}$

$H_g = 1014,77 - 862,18 = 152,59 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :

$D_1 = 0,2455 \text{ m}$ ,  $D_2 = 0,3683 \text{ m}$ .

Le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 250, 315 et 400 mm

Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (3).

*Tableau (III.7) : calcul de HMT du tronçon SR4-SR5*

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L (m)	$\lambda$	HL	HT (m)	Hg (m)	HMT (m)
250	204,6	0,0603	1,8350	375441,284	530	0,0121	5,39	6,20	152,59	158,79
<b>315</b>	<b>257,8</b>	<b>0,0603</b>	<b>1,1558</b>	<b>297964,649</b>	<b>530</b>	<b>0,0116</b>	<b>1,62</b>	<b>1,86</b>	<b>152,59</b>	<b>154,46</b>
400	327,4	0,0603	0,7166	234622,134	530	0,0111	0,47	0,54	152,59	153,13

**Tableau (III.8) : Calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et bilan du tronçonSR4-SR5**

D (mm)	P (KW)	E (KWh)	Fexp (DA/KWh)	Prix (DA/ml)	A	Fam (DA)	Bilan (DA)
250	134,18773	979570,45	4574594,0	5226,5	0,08883	246063,09	4820657,1
<b>315</b>	<b>130,52779</b>	<b>952852,88</b>	<b>4449822,9</b>	<b>8026,99</b>	<b>0,08883</b>	<b>377909,88</b>	<b>4827732,8</b>
400	129,40565	944661,294	4411568,24	12966,67	0,08883	610469,527	5022037,77

D'après le tableau (III.8) on trouve que le diamètre le plus économique est **315mm** avec une vitesse acceptable de **1,1558 m/s**.

#### III.21.1.5 Tronçon SR5-R AIT SOULA :

**Données** :  $Q = 3486,1838 \text{ m}^3/\text{J}$ ,  $Q = 0.0403 \text{ m}^3/\text{s}$   $L = 773 \text{ ml}$ ,

$H_g = \text{CTP (Rait soula)} - \text{CR(SR4)}$

$H_g = 1144,35 - 1010,77 = 133,58 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :

$D_1 = 0.2007 \text{ m}$ ,  $D_2 = 0,3011 \text{ m}$ .

Le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 250 et 315 mm

**Tableau (III.9) : calcul de HMT du tronçon SR5-R Ait soula**

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L (m)	$\lambda$	HL (m)	HT (m)	Hg (m)	HMT (m)
200	163,6	0,0403	1,9181	313799,386	773	0,01266	11,2154	12,89770	133,58	146,478
<b>250</b>	<b>204,6</b>	<b>0,0403</b>	<b>1,2264</b>	<b>250916,811</b>	<b>773</b>	<b>0,01213</b>	<b>3,5124</b>	<b>4,03930</b>	<b>133,58</b>	<b>137,619</b>
315	257,8	0,0403	0,7724	199137,237	773	0,01161	1,0590	1,21790	133,58	134,798

**Tableau (III.10) : Calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et bilan du tronçonSR5-R Ait soula**

D (mm)	P (KW)	E (KWh)	Fexp (DA/KWh)	Prix (DA/ml)	A	Fam (DA)	Bilan
200	82,7270486	603907,455	2820247,81	3378,11	0,08883	231959,916	3052207,73
<b>250</b>	<b>77,7240397</b>	<b>567385,49</b>	<b>2649690,24</b>	<b>5226,5</b>	<b>0,08883</b>	<b>358880,706</b>	<b>3008570,94</b>
315	76,1305805	555753,238	2595367,62	8026,99	0,08883	551178,004	3146545,62

D'après le tableau (III.10) on trouve que le diamètre le plus économique est **250mm** avec une vitesse acceptable de **1,2264m/s**.

#### III.21.1.6 Tronçon SR6-R<sub>Semoune</sub>

**Données** :  $Q = 1431,072 \text{ m}^3/\text{J}$ ,  $Q = 0.0166 \text{ m}^3/\text{s}$   $L = 371 \text{ ml}$ ,

$$H_g = CTP (R_{Semoune}) - CR (SR6)$$

$$H_g = 1192,44 - 1100,17 = 92,27 \text{ m.}$$

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :

$$D_1 = 0,1288 \text{ m, } D_2 = 0,1933 \text{ m.}$$

Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 160 et 200 mm

**Tableau (III.11) : calcul de HMT du tronçon SR6-R<sub>Semoune</sub>**

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L (m)	$\lambda$	HL (m)	HT (m)	Hg (m)	HMT (m)
160	141	0,0166	1,0637	149975,155	371	0,01303	1,9771	2,27362	92,27	94,544
200	176,2	0,0166	0,6811	120014,17	371	0,01248	0,6213	0,71447	92,27	92,984

**Tableau (III.12) : Calcul des frais d'exploitation, d'amortissement et bilan du tronçon SR6-R<sub>Semoune</sub>**

D (mm)	P (K, W)	E (K, W, h)	Fexp (DA/K, W, h)	Prix (DA/ml)	A	Fam (DA)	bilan
160	21,994358	160558,81	749809,682	1209,38	0,08883	39856,242	789665,92
200	21,631642	157910,98	737444,32	1892,38	0,08883	62365,142	799809,46

D'après le tableau (III.12) on trouve que le diamètre le plus économique est **160mm** avec une vitesse acceptable de **1,0637m/s**.

Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (2).

### III.21.2 Partie adduction gravitaire

#### III.21.2.1 Tronçon SR5-R<sub>Takorabth</sub>

Ce tronçon est alimenté à partir de la station de reprise 5 (SR5) vers le réservoir takorabth par adduction gravitaire

$$\text{Données : } Q = 991,7784 \text{ m}^3/\text{s, } Q = 0,0115 \text{ L} = 649 \text{ ml,}$$

$$H_d = CR (SR5) - CTP (R_{takorabth})$$

$$H_d = 1010,77 - 909,46 = 101,31 \text{ m.}$$

En utilisant les formules (III.3) et (III.4), on trouve :  $D_{\min} = 0,0988 \text{ m, } D_{\max} = 0,171 \text{ m.}$

Le PEHD (PN16) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 110,125, 160 et 200 mm

Les diamètres de ces conduites sont présentés dans l'annexe (3).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

*Tableau (III.13) : calcul de HMT du tronçon SR5-R takorabth*

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L (m)	$\lambda$	HL (m)	Hs (m)	HT (m)	Hd (m)
110	90	0,0115	1,8086	162774,23	649	0,01426	17,14	2,57	19,71	101,3
<b>125</b>	<b>102,2</b>	<b>0,0115</b>	<b>1,4026</b>	<b>143343,26</b>	<b>649</b>	<b>0,01389</b>	<b>8,84</b>	<b>1,32</b>	<b>10,17</b>	<b>101,3</b>
160	130,8	0,0115	0,8563	112000,62	649	0,01322	2,45	0,36	2,82	101,3
200	163,6	0,0115	0,6081	99485,1	649	0,012658	0,94	0,14	1,09	101,3

On optera pour un diamètre de **125mm**, car **HT= 10,174 m** est inférieur à **H<sub>g</sub>= 101,31 m**, avec une vitesse acceptable de **1,4026 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de **125 mm**, on utilise une vanne.

➤ *Calcul des pertes de charge dans la vanne J<sub>v</sub> :*

$$J_v = 101,31 - 10,17408 = \mathbf{91,13592m}$$

➤ *Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne :*

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{v^2} = 91,13592 * \frac{2 * 9,81}{(1,4026)^2}$$

$$\xi = 908,91$$

*Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne  $\theta$  (°) :*

Pour  $\xi = 908,91$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon ( $\theta$ ) sera de **72°**, annexe (5).

### III.21.2.2 Tronçon R.Source –R.Ait soula :

Ce tronçon est alimenté à partir du réservoir de source vers le réservoir Ait soula par adduction gravitaire

*Données :* Q = 2081.088m<sup>3</sup>/j, Q=0,02408m<sup>3</sup>/s L= 400ml,

$$H_d = CR (R_{\text{Source}}) - CTP(R_{\text{Ait soula}})$$

$$H_d = 1167,5 - 1144,35 = 23,15m.$$

En utilisant les formules (III.3) et (III.4), on trouve :

$$D_{\min} = 0,143m, D_{\max} = 0,2477 m.$$

Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 160,200 et 250mm

Les diamètres de ces conduites sont présentés dans l'annexe (2).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (III.14) : calcul de HMT du tronçon R source -RAit soula**

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L (m)	$\lambda$	HL (m)	Hs (m)	HT (m)	Hd (m)
160	141	0,02408	1,5429	217554,321	400	0,01303	4,48	0,673	5,158	23,15
<b>200</b>	<b>176,2</b>	<b>0,02408</b>	<b>0,9880</b>	<b>174092,845</b>	<b>400</b>	<b>0,01248</b>	<b>1,41</b>	<b>0,211</b>	<b>1,620</b>	<b>23,15</b>
250	220,4	0,02408	0,6315	139179,488	400	0,01196	0,44	0,066	0,507	23,15

On optera pour un diamètre de **200mm**, car **HT= 1,620 m** est inférieure à **H<sub>g</sub>= 23,15 m**, avec une vitesse acceptable de **0,9880m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de **200 mm**, on utilise une vanne.

➤ *Calcul des pertes de charge dans la vanne J<sub>v</sub> :*

$$J_v = 23,15 - 1,62095 = \mathbf{21,52905m}$$

➤ *Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne :*

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{v^2} = 21,52905 * \frac{2 * 9,81}{(0,9880)^2}$$

$$\xi = 432,723$$

*Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne  $\theta$  (°) :*

Pour  $\xi = 432,723$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon ( $\theta$ ) sera de **64°**, annexe (5).

### III.21.2.3 Tronçon R.Ait soula- SR6

Ce tronçon est alimenté à partir du réservoir Ait soula vers le réservoir de la station de reprise 6 (SR6) par adduction gravitaire

**Données :** Q = 1431,072m<sup>3</sup>/j, Q=0,01656m<sup>3</sup>/s L= 2429ml,

Hd = CR (R.Ait soula) – CTP (SR6)

$$Hd = 1140,35 - 1104,17 = 36,18m.$$

En utilisant les formules (III.3) et (III.4), on trouve :

$$D_{\min} = 0,1186m, D_{\max} = 0,2054 m.$$

Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 160,200 et 250mm

Les diamètres de ces conduites sont présentés dans l'annexe (2).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

*Tableau (III.15) : calcul de HMT du tronçon R.Ait soula- SR6*

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L (m)	$\lambda$	HL	Hs	HT (m)	Hd (m)
125	110,2	0,01656	1,7371	191429,595	2429	0,01368	46,39	6,95	53,35	36,18
<b>160</b>	<b>141</b>	<b>0,01656</b>	<b>1,0611</b>	<b>149613,769</b>	<b>2429</b>	<b>0,01303</b>	<b>12,88</b>	<b>1,93</b>	<b>14,81</b>	<b>36,18</b>
200	176,2	0,01656	0,6795	119724,98	2429	0,01248	4,05	0,60	4,65	36,18
250	220,4	0,01656	0,6081	134025,24	2429	0,01195	2,48	0,37	2,85	36,18

On optera pour un diamètre de **160mm**, car **HT= 14,81415m** est inférieure à **H<sub>g</sub>= 36,18 m**, avec une vitesse acceptable de **1,0611m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de **200 mm**, on utilise une vanne.

➤ *Calcul des pertes de charge dans la vanne J<sub>v</sub> :*

$$J_v = 36,18 - 14,81415 = 21,36585\text{m}$$

➤ *Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne :*

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{v^2} = 21,36585 * \frac{2 * 9,81}{(1,0611)^2}$$

$$\xi = 372,21$$

*Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne  $\theta$  (°) :*

Pour  $\xi = 372,21$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon ( $\theta$ ) sera de **65°**, annexe (5).

Le réseau d'adduction est schématisé dans l'annexe (29)

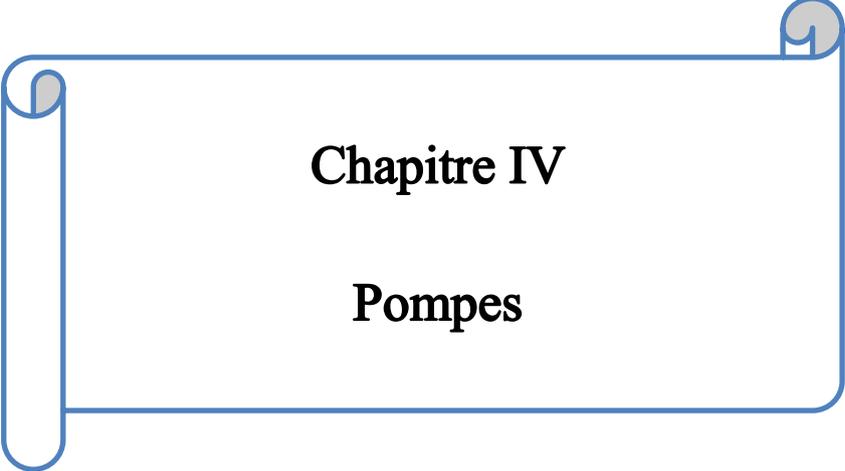
### III.22 Conclusion

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire), a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Ces besoins nous ont permis de calculer les diamètres économiques nécessaires avec des frais minimaux pour les conduites de refoulement. Pour les conduites gravitaires on a déterminé les diamètres avantageux.

Les diamètres retrouvés et les types des matériaux choisis sont mentionnés dans le tableau (III.15) suivant :

*Tableau (III.16) : Présentation des différents résultats obtenus*

<b>Tronçon</b>	<b>Débit (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Langueurs (m)</b>	<b>Diamètre (m)</b>	<b>Vitesses (m/s)</b>	<b>Matériaux</b>
<b>Refoulement</b>					
<b>SR1-SR2</b>	0,07474	791	315	1,4326	PEHD (PN16)
<b>SR2-SR3</b>	0,07474	942	400	0,9869	PEHD (PN20)
<b>SR3-SR4</b>	0,0603	1279	315	1,2839	PEHD (PN20)
<b>SR4-SR5</b>	0,0603	530	315	1,1558	PEHD (PN16)
<b>SR5-RAit soula</b>	0,403	773	250	1,2264	PEHD (PN16)
<b>SR6-RSemoune</b>	0,0116	371	160	1,0637	PEHD (PN10)
<b>Gravitaire</b>					
<b>SR6-RTakourabth</b>	0,0115	649	125	1,4026	PEHD (PN16)
<b>RSource-RAit soula</b>	0,2408	400	200	0,9908	PEHD (PN10)
<b>RAit soula-SR6</b>	0,01656	2429	160	1,0611	PEHD (PN10)



## **Chapitre IV**

### **Pompes**

## Chapitre IV : Pompes et station de pompages

### IV.1 Introduction

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

### IV.2 Le choix de type de la pompe

Le choix du type de la pompe à installer se base sur les critères suivant [6] :

- Le débit à refouler (Q) ;
- La hauteur manométrique totale (HMT) ;
- Assurer le rendement maximum ( $\eta$ ).
- Une vitesse de rotation importante.

Dans notre étude on a opté pour des pompes centrifuges à axe horizontal pour les avantages qu'elles présentent, à savoir :

- Elles constituent des groupes légers peu encombrante ;
- Elles assurent le refoulement des débits important à des hauteurs considérables ;
- Elles sont susceptibles de travailler dans des conditions maximums de rendement élevé.

### IV.3 Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

Les caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges sont comme suite : [5]

#### IV.3.1 Hauteur manométrique (HMT)

C'est la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge à l'aspiration et au refoulement, elle est donnée comme suit :

$$HMT = Hg + J_{asp} + J_{re} \quad (IV.1)$$

Avec :

- Hg : hauteur géométrique en (m) ;
- J<sub>asp</sub> : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- J<sub>ref</sub> : Pertes de charge au refoulement en (m).

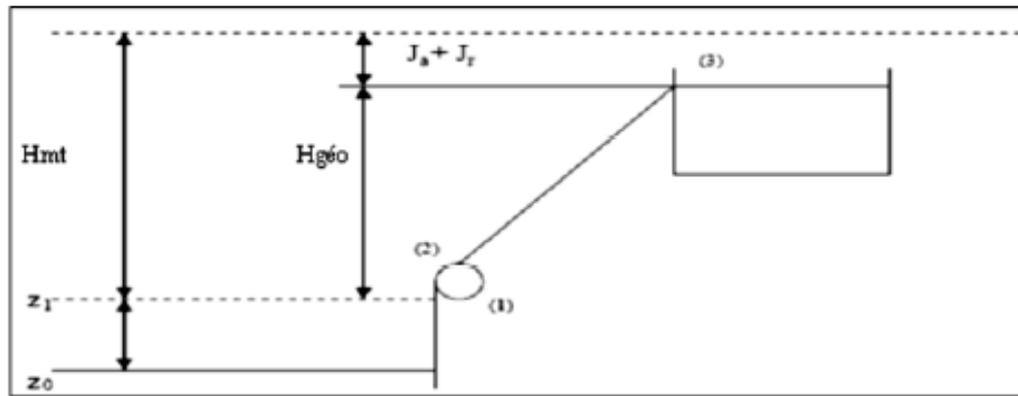


Figure (IV.1) : Profil piézométrique du refoulement

### IV.3.2 Le débit (Q)

Le débit fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps, il s'exprime en l/s.

### IV.3.3 La vitesse de rotation (N)

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tours effectués par la pompe par unité de temps ; l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/min).

### IV.3.4 Les puissances

On trouve :

#### IV.3.4.1 La puissance absorbée par la pompe (Pa)

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Son expression est déjà définie dans le chapitre précédent (voir formule (III.14)).

#### IV.3.4.2 La puissance hydraulique ou la puissance utile (Pu)

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est donnée par :

$$Pu = g * HMT * Q \quad (IV.2)$$

### IV.3.5 Le rendement ( $\eta$ )

C'est le rapport entre la puissance utile  $P_u$  et la puissance absorbée par la pompe  $P_a$  :

$$\eta = \frac{Pu}{Pa} \quad (IV.3)$$

### IV.3.6 Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les performances des pompes peuvent être représentées principalement par trois courbes qui sont [6] :

#### IV.3.6.1 La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »

Elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.

#### IV.3.6.2 La courbe rendement-débit « $\eta = f(Q)$ »

Elle présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

#### IV.3.6.3 La courbe des puissances absorbées-débit « $Pa = f(Q)$ »

Cette courbe présente la variation des puissances absorbées en fonction des débits.

Les différentes courbes définies ci-dessus sont représentées dans la figure (IV.2) :

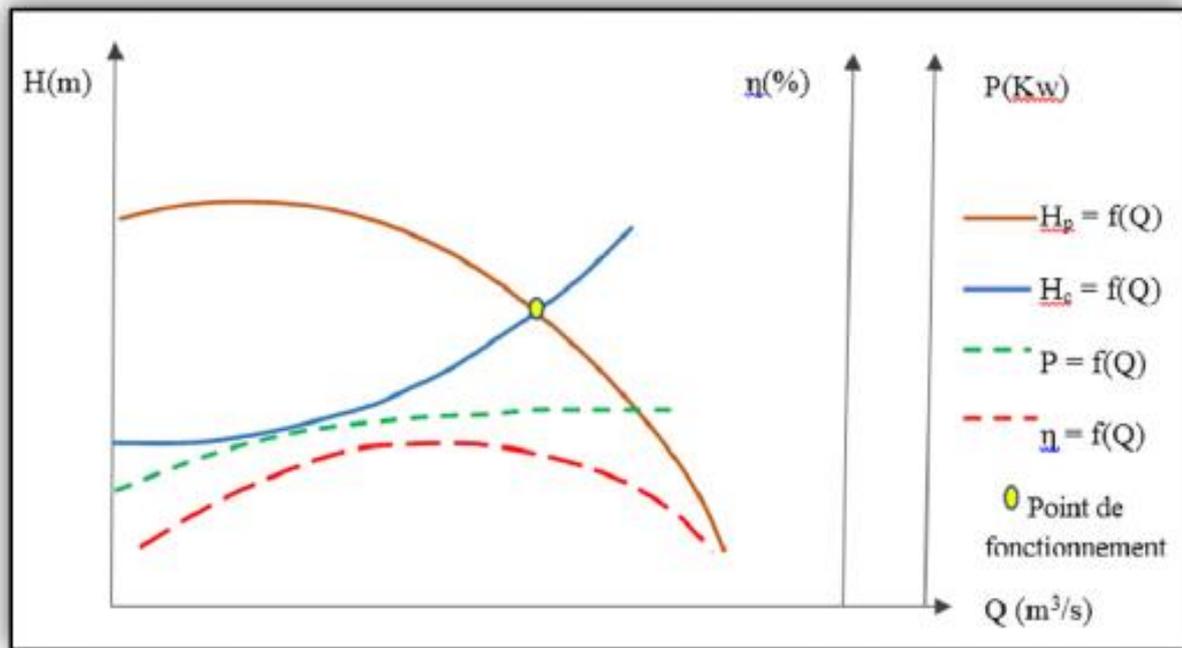


Figure (IV.2) : Courbes caractéristiques des pompes et des conduites.

#### IV.4 Le point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe «  $H = f(Q)$  » avec la courbe caractéristique de la conduite «  $H_c = f(Q)$  », il est donné par la formule suivante :

$$H_c = H_g + (R * Q^2) \quad (IV.4)$$

Avec :

- $R * Q^2$  : Perte de charge au point considéré (m) ;
- $R$  : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite ( $m^{-5} s^2$ ).

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

Avec :

- $L$  : Longueur de la conduite.
- $\lambda$  : Coefficient de frottement de Darcy.
- $D$  : Diamètre de la conduite.
- $g$  : Accélération de la pesanteur ( $9.81 m/s^2$ ).

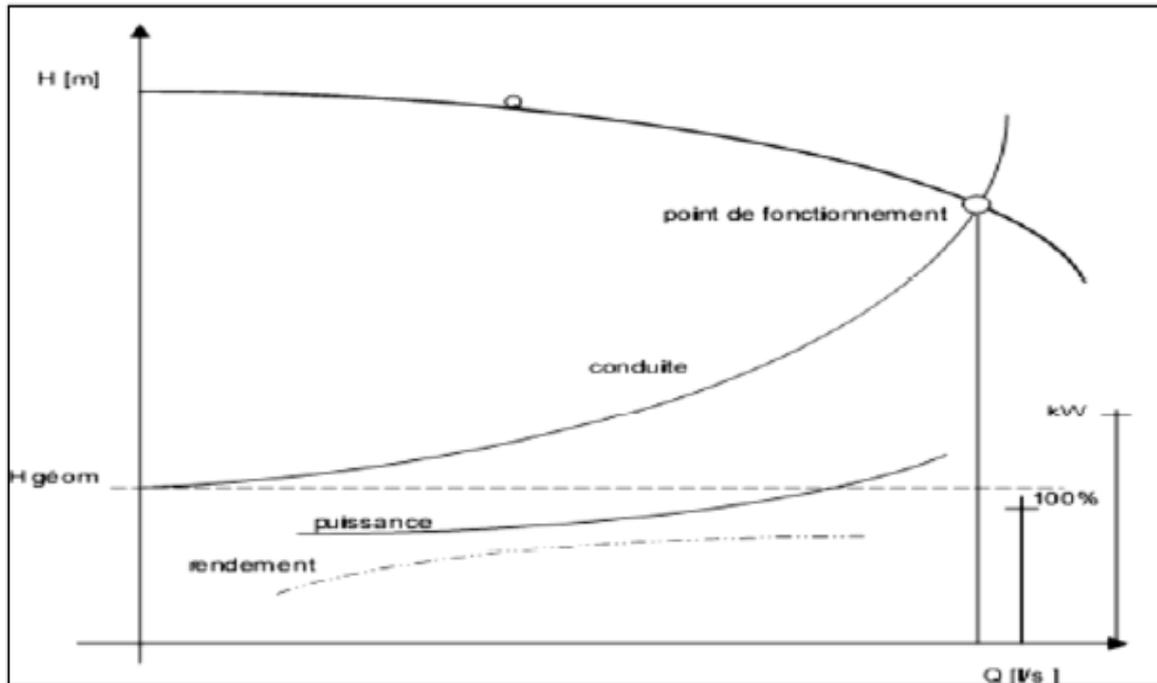


Figure (IV.3) : Point de fonctionnement d'une pompe

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées. Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

➤ **Première variante : modification du temps de pompage**

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

- Le volume d'eau sera :

$$Q_1 * T_1 = C_{et} \tag{IV.6}$$

Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q' pendant un temps T'.

Donc on peut écrire :

$$Q_1 * T_1 = Q' * T' \tag{IV.7}$$

D'où :

$$T' = \frac{Q_1 * T_1}{Q'} \tag{IV.8}$$

Avec :

- T' : Le nouveau temps de pompage ;
- T<sub>1</sub> : Temps de pompage, pour notre cas est 20h ;
- Q' : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage ;
- Q<sub>1</sub> : Le débit au point de fonctionnement désiré.

➤ **Deuxième variante Régulation par étouffement (le vannage)**

Cette méthode se fait en acceptant la caractéristique de la pompe  $H = f(Q)$ , et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charge afin d'obtenir le débit désiré. La puissance absorbée sera :

$$Pa = \frac{g * H'' * Q_1}{\eta} \quad (IV.9)$$

Avec :

$$H'' = H_1 + h \quad (IV.10)$$

Où :

- $H''$  : La distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le Point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe ;
- $h$  : La Perte de charge engendrée par le vannage (m) ;
- $\eta$  : Le rendement (%) ;
- $Pa$  : La puissance absorbée par la pompe ;
- $Q_1$  : Le débit au point de fonctionnement désiré.

➤ **Troisième variante : Rognage de la roue**

La méthode consiste à changer le diamètre de la roue en gardant la même vitesse de rotation, afin de ramener le point de fonctionnement obtenue au point voulu, et cela ,en traçant une droite passant par l'origine et par le point  $(Q_1, H_1)$  de la conduite réseau, celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point  $(Q_2, H_2)$  avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. Cette modification sera suivant les lois ci-après :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{H_1}{H_2} \quad (IV.11)$$

D'où :

- $Q_1$  : Le débit au point de fonctionnement désiré ;
- $H_1$  : La hauteur au point de fonctionnement désiré ;
- $Q_2$  : Le débit au point homologue du point désiré ;
- $H_2$  : La hauteur au point homologue du point désiré.

Et

$$m = \left( \frac{Q_1}{Q_2} \right)^{1/2} = \left( \frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} \quad (IV.12)$$

$m$  : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage sera de :

$$r = 1 - m(\%) \quad (IV.13)$$

• **Inconvénient :**

Il est très difficile de réaliser le rognage de la roue, car il demande une très grande précision.

➤ **Quatrième variante : Variation de la vitesse**

La méthode c'est d'agir sur la vitesse de rotation (N) de la pompe, la diminution de cette dernière, entrainera la diminution du débit, ce qui engendrera la diminution de la puissance fournie à la pompe, on cherche alors la vitesse N', donc on trace une parabole d'équation  $H = a \cdot Q^2$  passant par l'origine et par le point P<sub>1</sub> (Q<sub>1</sub>, H<sub>1</sub>) et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P<sub>3</sub> (Q<sub>3</sub>, H<sub>3</sub>)

Dans cette méthode, la nouvelle vitesse de rotation sera :

$$N' = N \cdot \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{IV.14})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

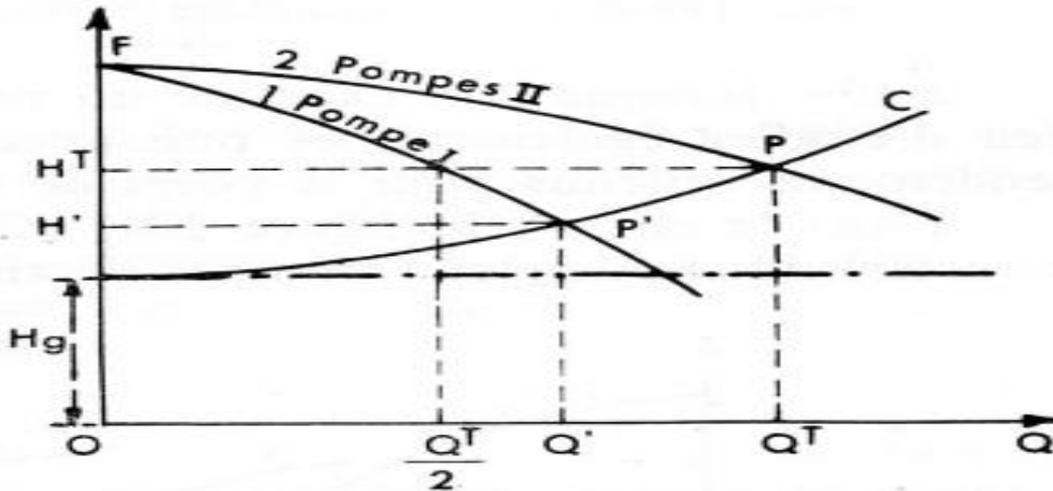
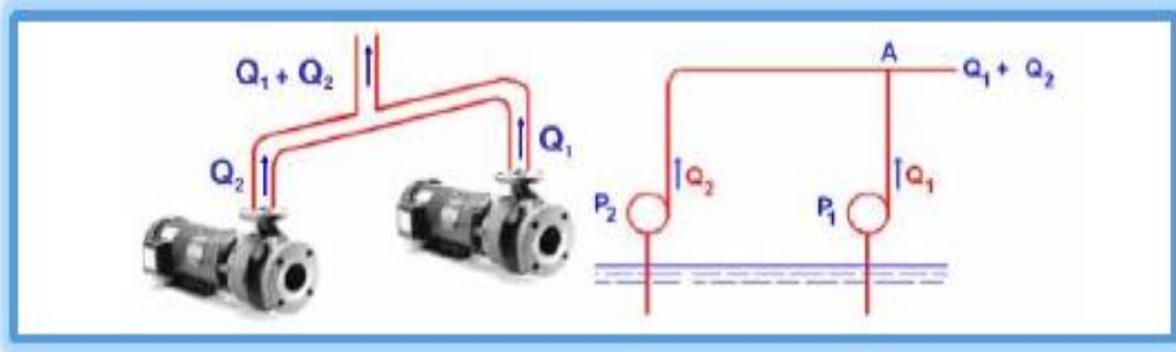
- N : La vitesse de rotation de la pompe (tr / min) ;
- N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr / min) ;
- η : Le rendement (%) ;
- Pa : La puissance absorbée par la pompe ;
- Q<sub>1</sub> : Le débit au point de fonctionnement désiré ;
- Q<sub>3</sub> : Le débit au point homologue de P<sub>1</sub>.

## IV.5 Couplage des pompes

Dans certains cas, la hauteur manométrique totale et le débit appelé ne sont pas satisfaits par une seule pompe. On est amené alors à utiliser un couplage de pompes. Les pompes peuvent être couplées en parallèle ou en série [3].

### IV.5.1 Couplage en parallèle

Dans ce cas ces pompes n'ont aucune communication entre elles, ce qu'elles ont de commun est ce qu'elles refoulent dans la même conduite avec des débits pas forcément égaux de l'une à l'autre, ce qui fait que le débit de la conduite de refoulement est égal à la somme des débits refoulés par l'ensemble des pompes en parallèle, Figure (IV-4).



*Figure (IV-4) : Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge*

#### IV.5.2 Couplage en série

Dans ce cas, les pompes sont placées sur la même conduite l'une après l'autre et le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe de celle d'après pour avoir au niveau de la sortie de la dernière une hauteur d'élévation égale à la somme des hauteurs de l'ensemble de la série, en gardant le débit sensiblement constant (Figure (IV-5)). Ce mode est utilisé pour des hauteurs d'élévations importantes ou des hauteurs d'élévation variables dans le temps.

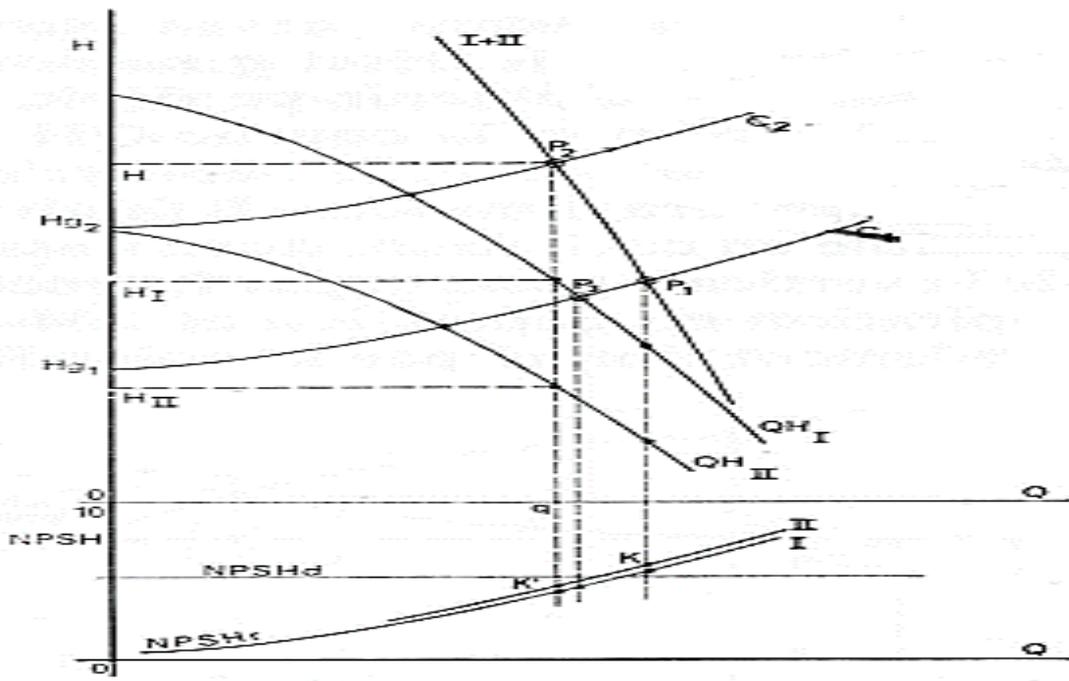
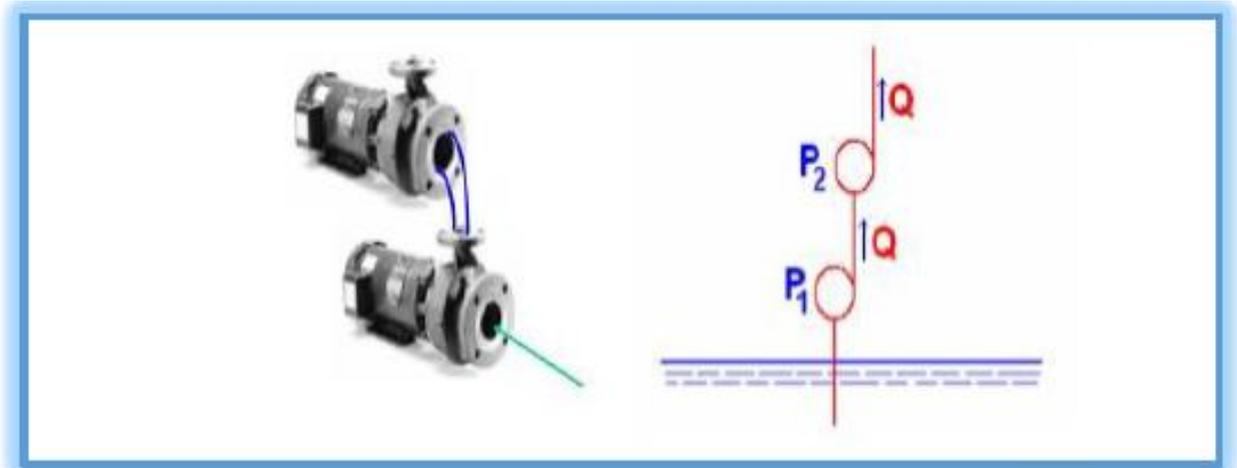


Figure (IV-5) : Couplage en série d'une pompe centrifuge

### IV.6 Le phénomène de cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour qu'une pompe fonctionne normalement sans cavitation, il faut vérifier la condition suivante [5] :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \tag{IV.16}$$

- Pour alimentation en charge

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g * \rho} + Ha - (Ja + Tv) \tag{IV.17}$$

- Pour alimentation en dépression

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{(g * \rho)} - Ha - (Ja + Tv) \tag{IV.18}$$

Avec :

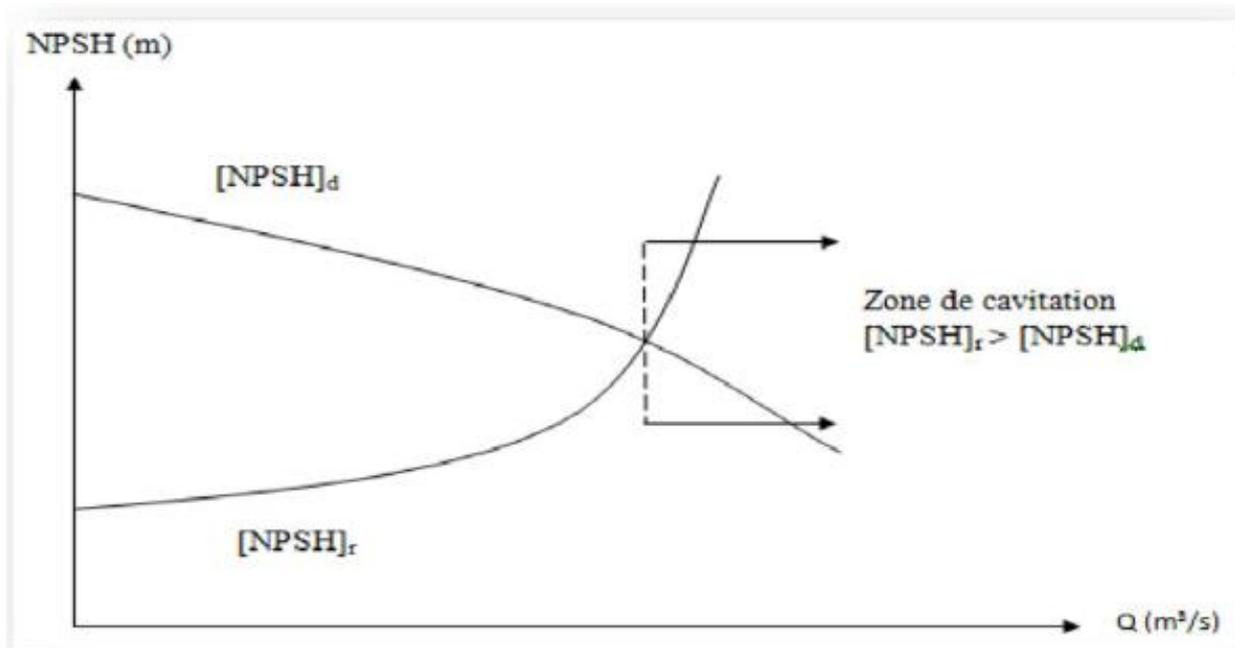
- $H_a$  : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- $J_a$  : perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- $P_0$  : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- $T_{vp}$  : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Dans notre étude, on prend  $T = 20^\circ\text{C}$  (Tableau (IV.1)).

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

T(C°)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Tv(m)	0.06	0.125	0.238	0.432	0.752	1.25	2.03	3.17	4.82	7.14	10.33

La courbe caractéristique du  $(N.P.S.H)_d$  et celle du  $(N.P.S.H)_r$  se coupent en un point qui représente le point d'apparition de la cavitation (Figure (IV.6)) et il y a lieu de tenir le point de fonctionnement de la pompe à gauche de la verticale passant par ce point de respecter la condition.



**Figure (IV.6) :** Graphe des courbes N.P.S.H

#### IV.6.1 La puissance du moteur

Elle est donnée par :

$$P_m = 1,1 * P_a \tag{IV.19}$$

Avec :

- $P_m$  : La puissance moteur (KW) ;

- $P_a$  : La puissance absorbée de la pompe (KW).

#### IV.6.2 La puissance du poste transformateur

Elle est donnée par :

$$P_{trans} = \frac{P_m}{\cos(\varphi)} \quad (IV.20)$$

Avec :

- $P_{trans}$  : La puissance du poste transformateur (KW);
- $P_m$  : La puissance moteur (KW) ;
- $\cos(\varphi)$  : Le facteur de puissance pris [0,80 ; 0,85].

Dans notre cas on prend ;  $\cos(\varphi) = 0,82$

### IV.7 Étude et choix des pompes du projet :

#### IV.7.1 Élévation de SR1 vers SR2 :

➤ *Les caractéristiques de la conduite*

$$Q = 74.74 \text{ l/s;}$$

$$H_g = 130, 28 \text{ m;}$$

$$HMT = 134.567 \text{ m.}$$

➤ *Caractéristiques de la pompe*

En consultant le catalogue numérique des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour haut pression à axe horizontal de type **(PM 125/2D)** et de caractéristique suivantes (annexe 6) :

- $H = 176 \text{ m ;}$
- $(NPSH)_r = 6.73 \text{ m;}$
- $\eta = 75.4 \text{ %;}$
- $Q = 74.7 \text{ l/s;}$
- $N = 2970 \text{ tr/min;}$
- $P_a = 133 \text{ KW.}$

On remarque que le point de fonctionnement (74.7 ; 135) coïncide avec le point désiré (74.7 ; 134.567), Par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.

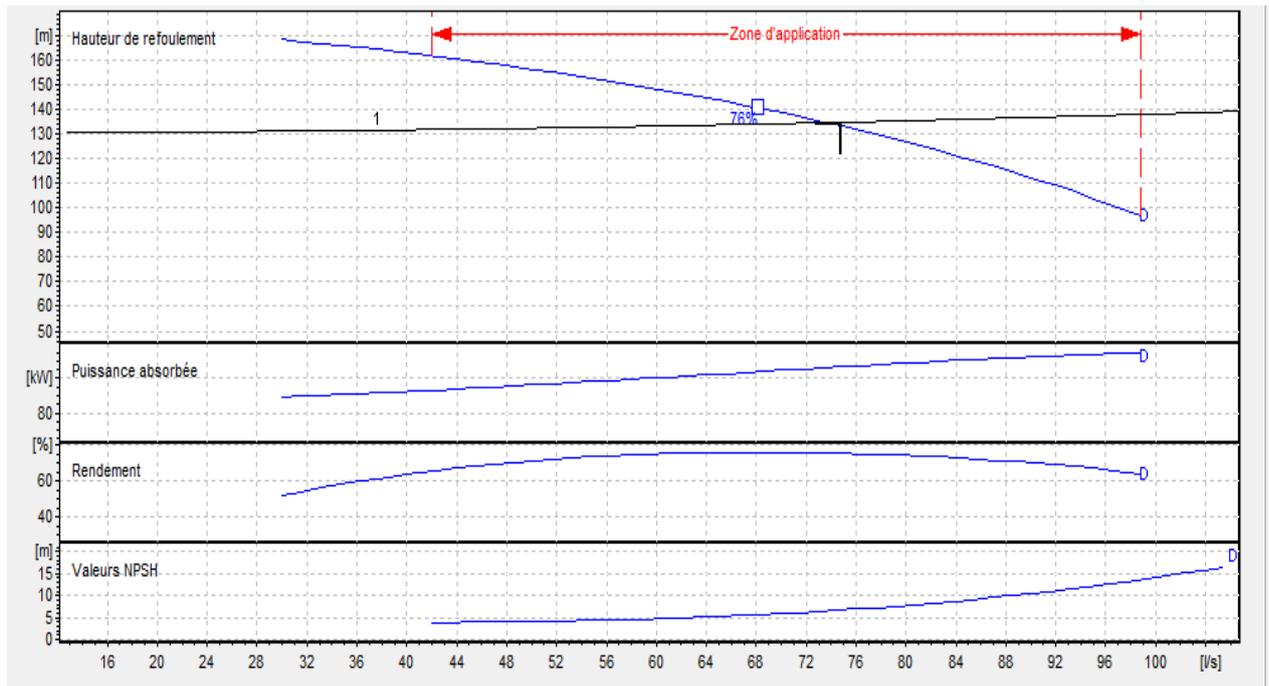


Figure (IV.7) : Les courbes caractéristiques de la pompeSR1.

➤ **Étude de la cavitation**

- La cote du plan d’aspiration :  $C_a = 413.14m$  ;
- Hauteur d’aspiration :  $H_a = 1 m$  ;
- Perte de charge d’aspiration :  $J_{asp} = 0$  (négligeable) ;
- $(NPSH)_r = 6.73m$ .

Calcul de la pression à la cote d’aspiration :

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 413.14) = 9.834m$$

$$(NPSH)_d = \frac{p_0}{g + \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v)$$

$$(NPSH)_d = 9,834 + 1 - (0 + 0,238)$$

$$(NPSH)_d = 10,596 m$$

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

➤ **La puissance du moteur**

$$P_m = 1,1 * P_a = 1,1 * 133 = 146,3KW.$$

➤ **La puissance du poste transformateur**

$$P_{trans} = \frac{P_m}{\cos(\varphi)} = \frac{146.3}{0,82} = 178.414 KW$$

➤ **Frais d’exploitation**

$$F_{exp} = 133 * 20 * 365 * 4,67$$

$$D'où : F_{exp} = 4534103 DA.$$

### IV.7.2 Élévation de SR2 vers SR3

#### ➤ Les caractéristiques de la conduite

$Q = 74.74 \text{ l/s}$  ;

$H_g = 162,91 \text{ m}$  ;

$H_{mt} = 164.853 \text{ m}$ .

#### ➤ Caractéristiques de la pompe

En consultant le catalogue numérique des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour haut pression à axe horizontal de type (**PM 150/6B**) et de caractéristique suivantes (annexe 7) :

- $(NPSH)_r = 2.65 \text{ m}$  ;
- $\eta = 79.4 \%$  ;
- $Q = 74.74 \text{ l/s}$  ;
- $N = 1480 \text{ tr/min}$  ;
- $P_a = 155 \text{ KW}$ .

On remarque que le point de fonctionnement ( $74.7$  ;  $165$ ) coïncide avec le point désiré ( $74.7$  ;  $164.853$ ), par conséquent, cette pompe nécessite aucune modification.

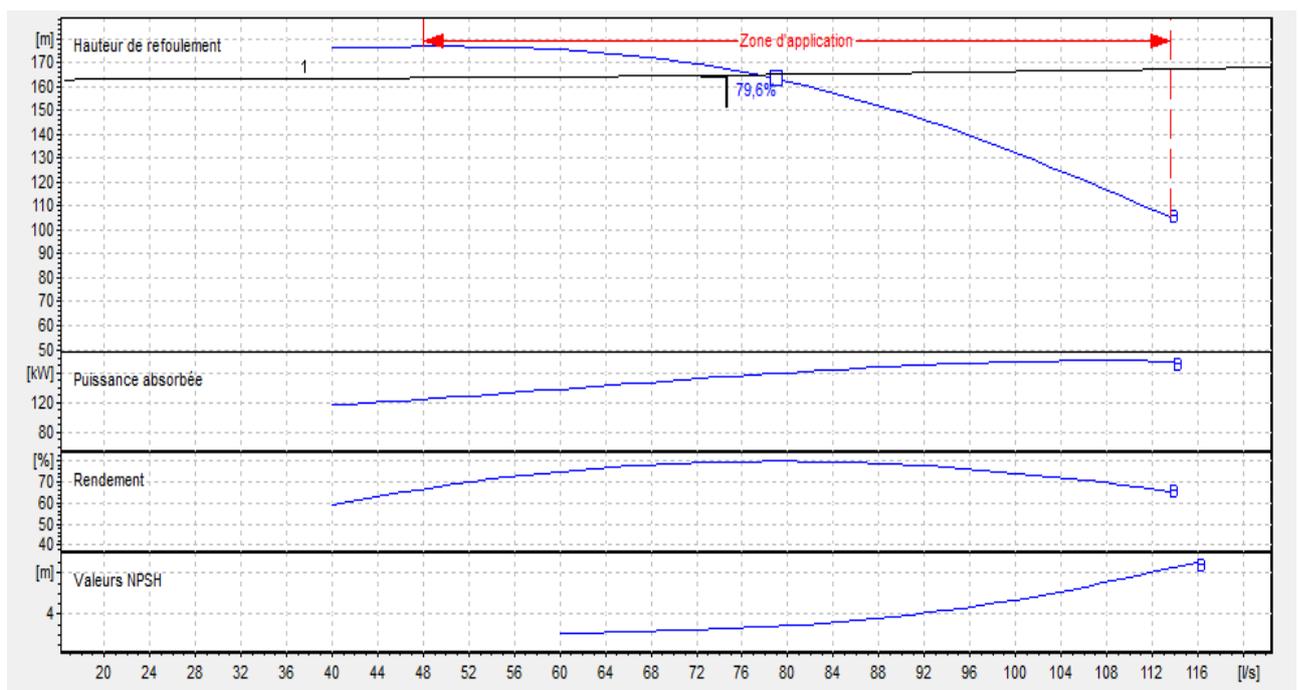


Figure (IV.8) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR2

#### ➤ Étude de la cavitation

- La cote du plan d'aspiration :  $C_a = 539.42 \text{ m}$  ;
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = 1 \text{ m}$  ;
- Perte de charge d'aspiration :  $J_{asp} = 0$  (négligeable) ;
- $(NPSH)_r = 6.73 \text{ m}$ .

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 539,42) = 9,683 \text{ m}$$

$$(\text{NPSH})_d = \frac{p_0}{g + \rho} + H_a - (J_{\text{asp}} + T_v)$$

$$(\text{NPSH})_d = 9,683 + 1 - (0 + 0,238)$$

$$(\text{NPSH})_d = 10,445 \text{ m}$$

$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$ , donc la pompe ne Cavite pas.

➤ **La puissance du moteur**

$$P_m = 1,1 * P_a = 1,1 * 155 = 170,5 \text{ KW.}$$

➤ **La puissance du poste transformateur**

$$P_{\text{trans}} = \frac{P_m}{\cos(\varphi)} = \frac{170,5}{0,82} = 207,926 \text{ KW}$$

➤ **Frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = 155 * 20 * 365 * 4,67$$

$$D'où : F_{\text{exp}} = 5284105 \text{ DA.}$$

### IV.7.3 Élévation de SR3 vers SR4

➤ **Les caractéristiques de la conduite**

$$Q = 60,31 \text{ l/s ;}$$

$$H_g = 171,85 \text{ m ;}$$

$$H_{\text{mt}} = 177,775 \text{ m}$$

➤ **Caractéristiques de la pompe**

En consultant le catalogue numérique des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour haut pression à axe horizontal de type **(PML 125/ 3D)** et de caractéristique suivantes (annexe 8) :

- $H = 178 \text{ m}$ ;
- $(\text{NPSH})_r = 5,32 \text{ m}$ ;
- $\eta = 75,7 \%$ ;
- $Q = 60,3 \text{ l/s}$ ;
- $N = 2970 \text{ tr/min}$ ;
- $P_a = 140 \text{ KW}$ .

On remarque que le point de fonctionnement (64.3 ; 178) coïncide avec le point désiré (64.3 ; 177.775), Par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.

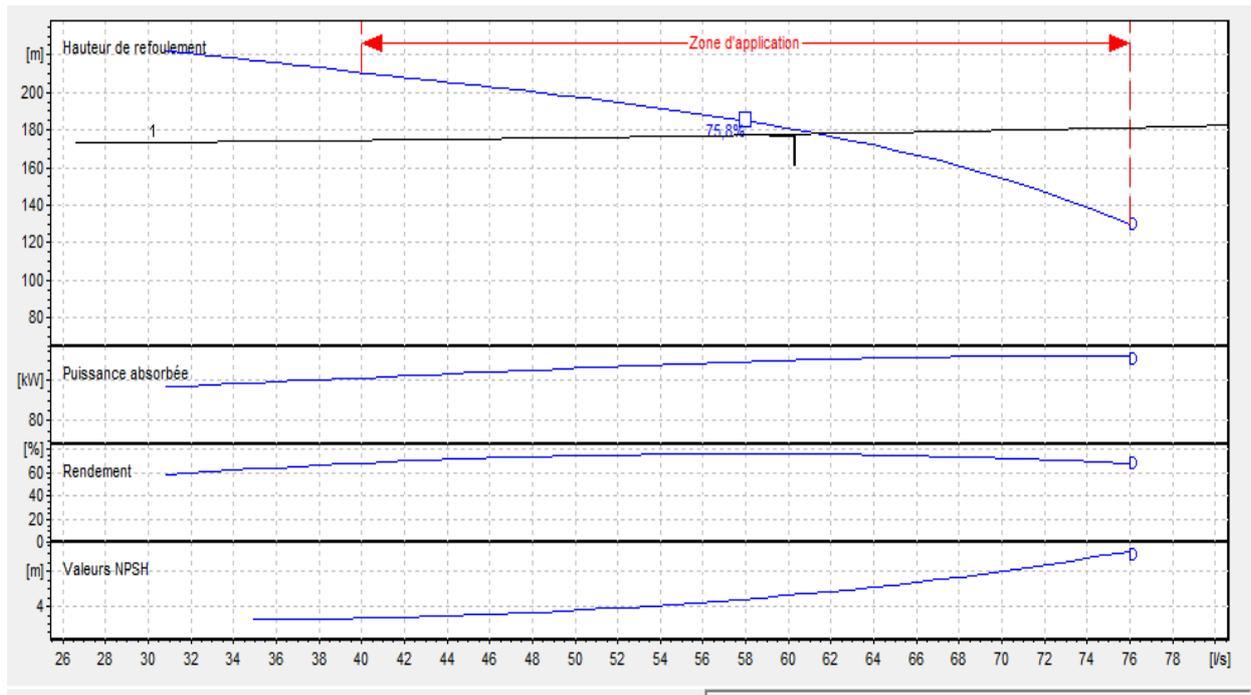


Figure (IV.9) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR3

➤ **Étude de la cavitation**

- La cote du plan d’aspiration :  $C_a = 698.33\text{m}$  ;
- Hauteur d’aspiration :  $H_a = 1\text{ m}$  ;
- Perte de charge d’aspiration :  $J_{asp} = 0$  (négligeable) ;
- $(NPSH)_r = 5.32\text{m}$ .

Calcul de la pression à la cote d’aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 698.33) = 9.492\text{m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{p_0}{g + \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v)$$

$$(NPSH)_d = 9,492 + 1 - (0 + 0,238)$$

$$(NPSH)_d = 10,254\text{ m}$$

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

➤ **La puissance du moteur**

$$P_m = 1,1 * P_a = 1,1 * 140 = 154\text{ KW}.$$

➤ **La puissance du poste transformateur**

$$P_{trans} = \frac{P_m}{\cos(\varphi)} = \frac{154}{0,82} = 187.804\text{ kw}$$

➤ **Frais d’exploitation**

$$F_{exp} = 140 * 20 * 365 * 4,67$$

$$D'où : F_{exp} = 4772740\text{ DA}.$$

#### IV.7.4 Élévation de SR4 vers SR5

##### ➤ Les caractéristiques de la conduite

$Q = 60.31/s$  ;

$H_g = 152.59 \text{ m}$  ;

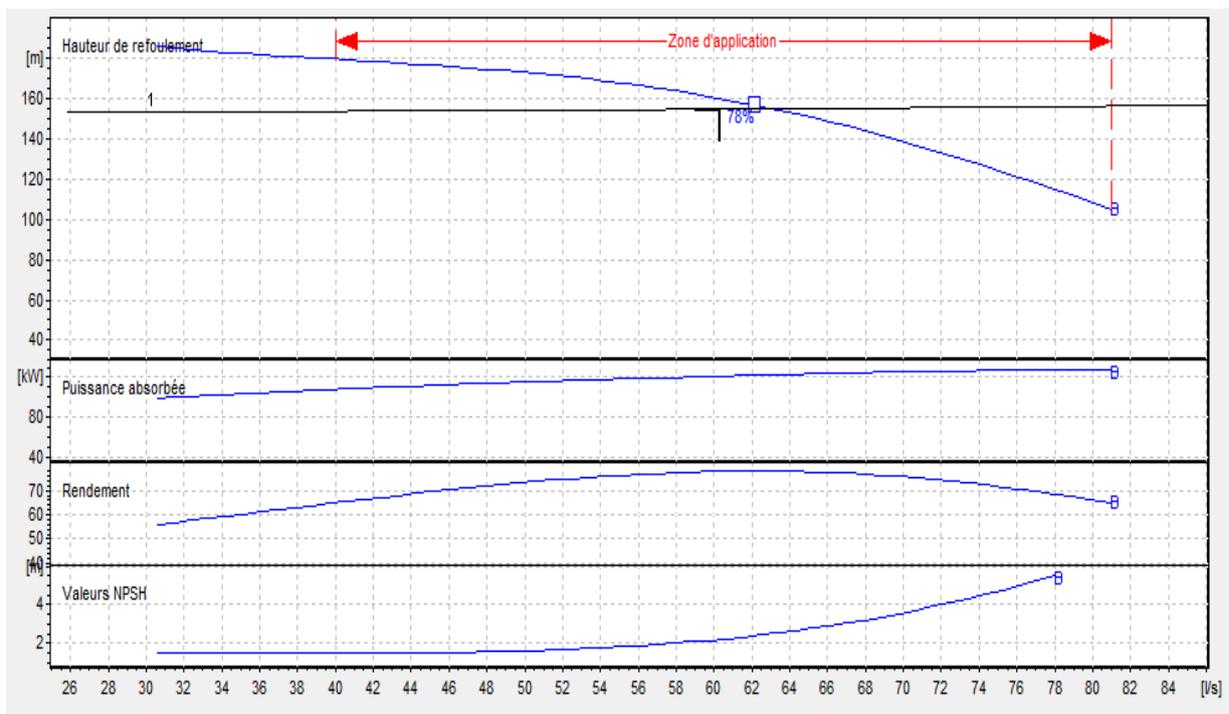
$H_{mt} = 154.460 \text{ m}$

##### ➤ Caractéristiques de la pompe

En consultant le catalogue numérique des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour haut pression à axe horizontal de type (**PML 150 /7B**) et de caractéristique suivantes (annexe 9) :

- $H = 154 \text{ m}$ ;
- $(NPSH)_r = 2.2 \text{ m}$ ;
- $\eta = 77.8 \%$ ;
- $Q = 60.3 \text{ l/s}$ ;
- $N = 1480 \text{ tr/min}$ ;
- $P_a = 121 \text{ KW}$ .

On remarque que le point de fonctionnement ( $60.3$  ;  $155$ ) coïncide avec le point désiré ( $60.3$  ;  $154.460$ ), Par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.



*Figure (IV.10) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR4*

##### ➤ Étude de la cavitation

- La cote du plan d'aspiration :  $C_a = 868.18 \text{ m}$  ;
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = 1 \text{ m}$  ;
- Perte de charge d'aspiration :  $J_{asp} = 0$  (négligeable) ;
- $(NPSH)_r = 2.2 \text{ m}$ .

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 868,12) = 9,288 \text{ m}$$

$$(\text{NPSH})_d = \frac{p_0}{g + \rho} + H_a - (J_{\text{asp}} + T_v)$$

$$(\text{NPSH})_d = 9,288 + 1 - (0 + 0,238)$$

$$(\text{NPSH})_d = 10,5 \text{ m}$$

$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$ , donc la pompe ne cavite pas.

➤ **La puissance du moteur**

$$P_m = 1,1 * P_a = 1,1 * 121 = 133,1 \text{ KW.}$$

➤ **La puissance du poste transformateur**

$$P_{\text{trans}} = \frac{P_m}{\cos(\varphi)} = \frac{133,1}{0,82} = 162,32 \text{ kw}$$

➤ **Frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = 121 * 20 * 365 * 4,67$$

$$D'où : F_{\text{exp}} = 4125011 \text{ DA.}$$

#### IV.7.5 Élévation de SR5 vers R Ait soula

➤ **Les caractéristiques de la conduite**

$$Q = 40,3 \text{ l/s ;}$$

$$H_g = 133,58 \text{ m ;}$$

$$H_{mt} = 137,619 \text{ m.}$$

➤ **Caractéristiques de la pompe**

En consultant le catalogue numérique des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour haut pression à axe horizontal de type **(MEC-MR 80-2/2C)** et de caractéristique suivantes (annexe 10) :

- $H = 138 \text{ m ;}$
- $(\text{NPSH})_r = 5,12 \text{ m ;}$
- $\eta = 72,3 \text{ % ;}$
- $Q = 40,3 \text{ l/s ;}$
- $N = 2950 \text{ tr/min ;}$
- $P_a = 75,4 \text{ KW.}$

On remarque que le point de fonctionnement (40,3 ; 138) coïncide avec le point désiré (40,3 ; 137,619), Par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.

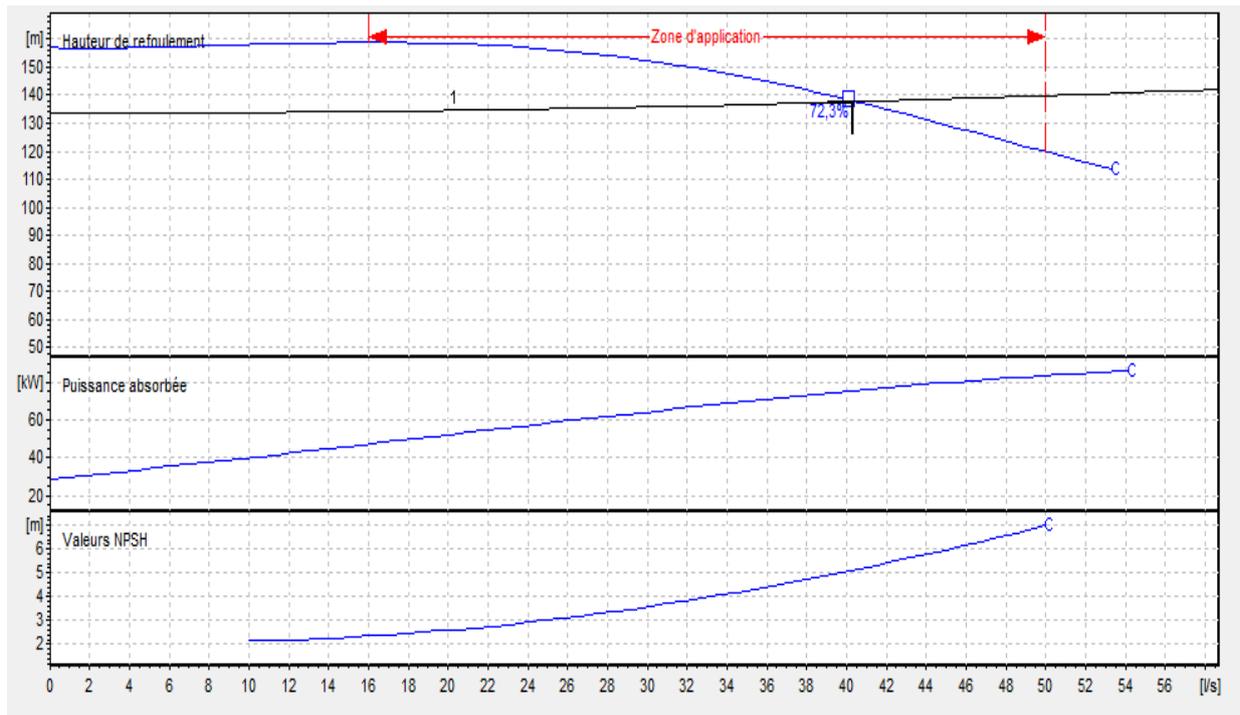


Figure (IV.11) : Les courbes caractéristiques de la pompeSR5

➤ **Étude de la cavitation**

- La cote du plan d’aspiration :  $C_a = 1014.77\text{m}$  ;
- Hauteur d’aspiration :  $H_a = 1\text{ m}$  ;
- Perte de charge d’aspiration :  $J_{asp} = 0$  (négligeable) ;
- $(NPSH)_r = 5.12\text{m}$ .

Calcul de la pression à la cote d’aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 1014.77) = 9.112\text{m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{p_0}{g + \rho} + H_a - (J_{asp} + T_v)$$

$$(NPSH)_d = 9,112 + 1 - (0 + 0,238)$$

$$(NPSH)_d = 9.874\text{ m}$$

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

➤ **La puissance du moteur**

$$P_m = 1,1 * P_a = 1,1 * 75.4 = 82.94\text{KW}.$$

➤ **La puissance du poste transformateur**

$$P_{trans} = \frac{P_m}{\cos(\varphi)} = \frac{82.94}{0,82} = 101.15\text{kW}$$

➤ **Frais d’exploitation**

$$F_{exp} = 75.4 * 20 * 365 * 4,67$$

D'où :  $F_{exp} = 2570461.4$  DA.

#### IV.7.6 Élévation de SR6 vers R Semoune

##### ➤ *Les caractéristiques de la conduite*

$Q = 16.6$  l/s ;

$H_g = 92.27$  m ;

$H_{mt} = 94.544$  m.

##### ➤ *Caractéristiques de la pompe*

En consultant le catalogue numérique des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour haut pression à axe horizontal de type (HMU50-2/ 3D) et de caractéristique suivantes (annexe 11) :

- $H = 94.5$  m;
- $(NPSH)_r = 2.71$  m ;
- $\eta = 70.8$  %;
- $Q = 16.6$  l/s;
- $N = 2950$  tr/min;
- $P_a = 22.3$  KW.

On remarque que le point de fonctionnement (16.6 ; 94.5) coïncide avec le point désiré (16.6 ; 94.544), Par conséquent, cette pompe nécessite aucune modification.

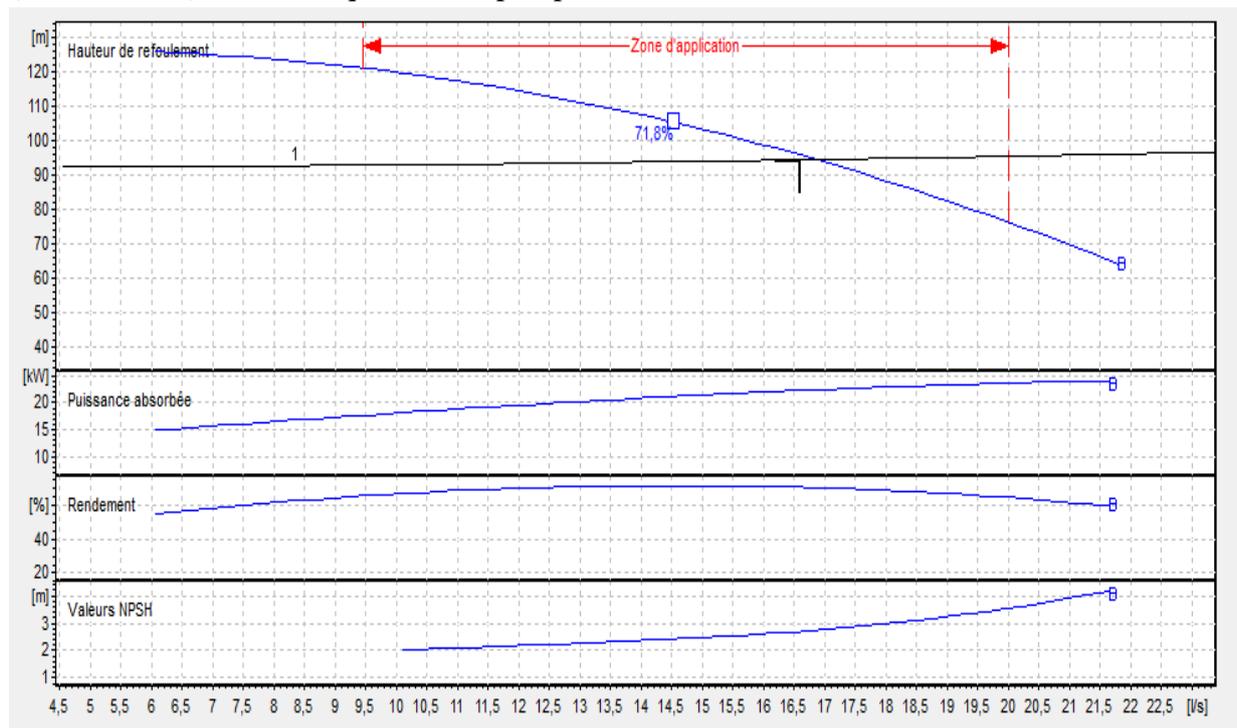


Figure (IV. 12) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR6

##### ➤ *Étude de la cavitation*

- La cote du plan d'aspiration :  $C_a = 1104.17$  m ;
- Hauteur d'aspiration :  $H_a = 1$  m ;
- Perte de charge d'aspiration :  $J_{asp} = 0$  (négligeable) ;
- $(NPSH)_r = 2.71$  m.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10,33 - (0,0012 \times C_a) = 10,33 - (0,0012 \times 1104,17) = 9,005 \text{ m}$$

$$(\text{NPSH})_d = \frac{p_0}{g + \rho} + H_a - (J_{\text{asp}} + T_v)$$

$$(\text{NPSH})_d = 9,005 + 1 - (0 + 0,238)$$

$$(\text{NPSH})_d = 9,767 \text{ m}$$

$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$ , donc la pompe ne cavite pas.

➤ **La puissance du moteur**

$$P_m = 1,1 * P_a = 1,1 * 22,3 = 24,53 \text{ KW.}$$

➤ La puissance du poste transformateur

$$P_{\text{trans}} = \frac{P_m}{\cos(\varphi)} = \frac{24,53}{0,82} = 29,91 \text{ KW}$$

➤ **Frais d'exploitation**

$$F_{\text{exp}} = 22,3 * 20 * 365 * 4,67$$

$$\text{D'où : } F_{\text{exp}} = 760229,3 \text{ DA.}$$

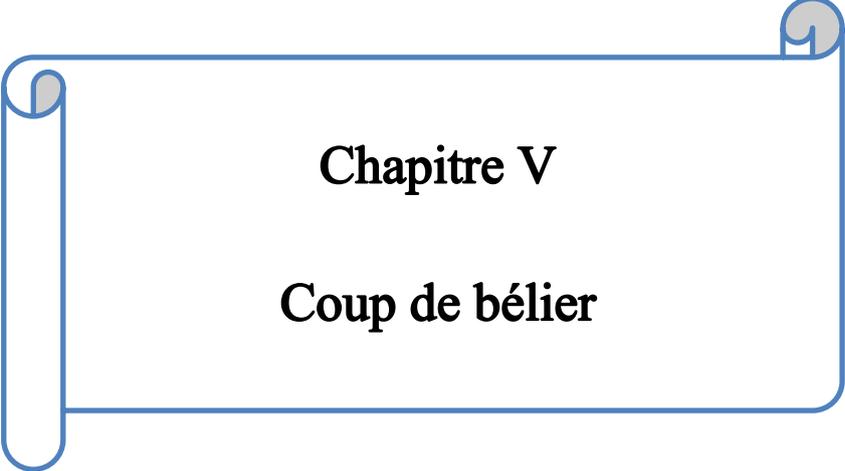
Les résultats récapitulatifs sont présentés dans le tableau (IV.2) ci-dessous :

*Tableau (IV.2) : Tableau récapitulatif des pompes choisies pour les stations de pompage*

Stations de pompages	Types de pompes	Caractéristique de la pompe	Cavitation
SR1	PM 125/2D	H= 176m; (NPSH) <sub>r</sub> = 6.73m $\eta = 75.4 \%$ Q=74.7 l/s N =2970 tr/min P <sub>a</sub> = 133KW	Ne Cavite pas
SR2	PM 150/6B	H=165 m (NPSH) <sub>r</sub> =2.65 m $\eta = 79.4\%$ Q=74.74l/s N =1480tr/min P <sub>a</sub> =155 KW	Ne Cavite pas
SR3	PMI 125/ 3D	H=178m (NPSH) <sub>r</sub> =5.32m $\eta = 75.7\%$ Q=64.3l/s N =2970tr/min P <sub>a</sub> =140KW	Ne Cavite pas
SR4	PML 150 / 7 B	H=178m (NPSH) <sub>r</sub> =5.32m $\eta = 75.7\%$ Q=64.3l/s N =2970tr/min P <sub>a</sub> =140KW	Ne Cavite pas
SR5	MEC-MR 80-2/2C	H=138 m (NPSH) <sub>r</sub> = 5.12m $\eta =72.3 \%$ Q=40.3l/s N =2950tr/min P <sub>a</sub> = 75.4KW	Ne Cavite pas
SR6	HMU50-2/ 3D	H=94.5 m (NPSH) <sub>r</sub> = 2.71m $\eta =70.8 \%$ Q=16.6l/s N =2950tr/min P <sub>a</sub> = 22.3 KW	Ne Cavite pas

## IV.8 Conclusion

Pour le choix du type de la pompe adéquate, nous avons dans ce chapitre utilisé le catalogue numérique des pompes CAPRARI. Pour les 06 stations de pompage nous avons opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal. Par la suite, nous avons vérifié la non cavitation des pompes utilisées.



## **Chapitre V**

### **Coup de bélier**

---

## Chapitre V : Coup de bélier

### V.1 Introduction

Le coup de bélier en hydraulique, est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent (Transitoire) qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci (la conduite). Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de la pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde). Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire.

### V.2 Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes de ce phénomène sont les suivantes [3] :

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

### V.3 Moyens de protection contre le coup de bélier

Pour protéger les conduites en écoulement gravitaire, il faut imposer la vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes, afin de limiter les surpressions et dépression à des valeurs raisonnables. Toutefois, on trouve des difficultés à contrôler l'ampleur de ce phénomène dans les conduites de refoulement, étant donné qu'une coupure du courant qui alimente les moteurs électriques entraîne un arrêt brusque des pompes. [3]

Les dispositifs les plus utilisés sont :

- Les volants d'inertie ;
- Les soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les cheminés d'équilibre.

### V.4 Les volants d'inertie

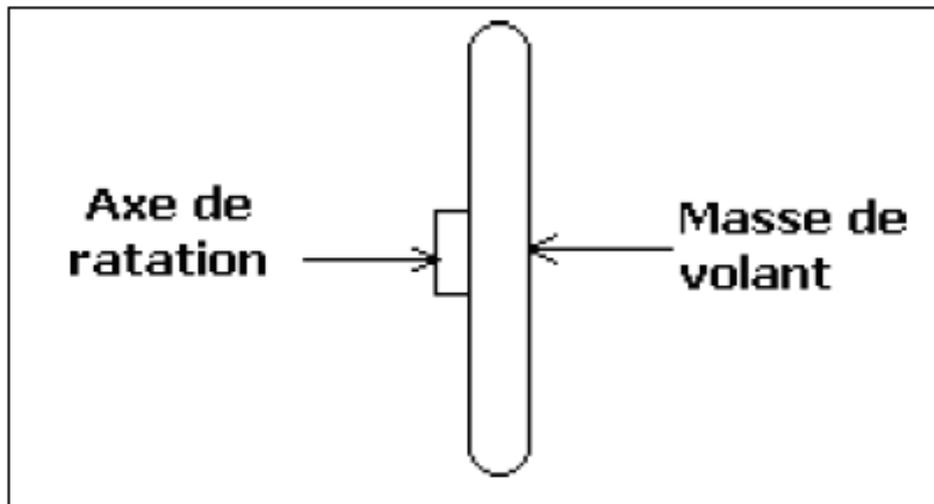
Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante calé sur l'arbre du groupe. C'est l'un de ces moyens de protection grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant d'inertie le restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier Figure (V.1).

Ce système est généralement peu ou non utilisé, car :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions ;
- Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique ;

- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce dernier, ce qui peut conduire à des appels d'intensités de courant inadmissibles.

Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueurs de refoulement faibles ou moyennes, qui n'excédant pas quelques centaines de mètres. [8]

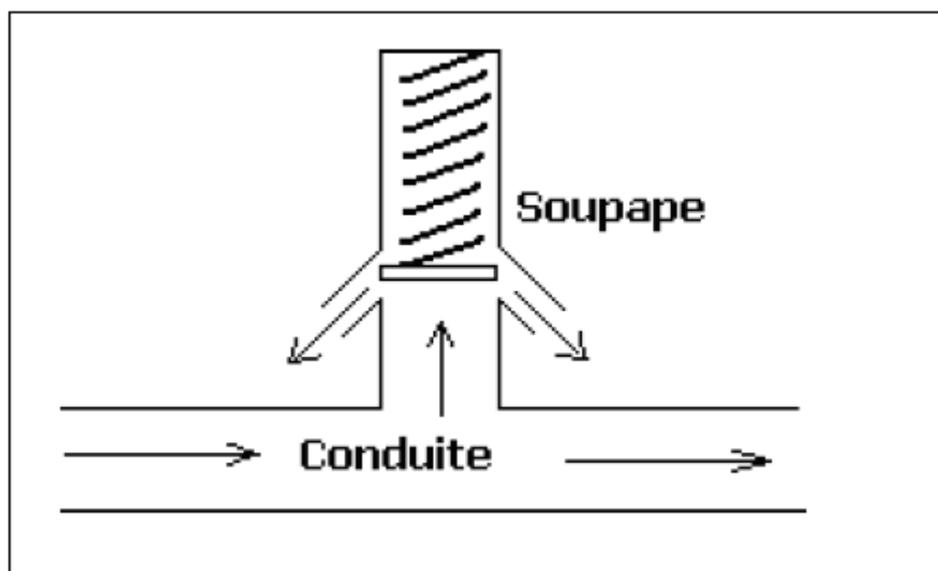


*Figure (IV.1) : Volant d'inertie*

### V.5 Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement obturé en exploitation normal, un orifice placé sur la conduite au point à partager, en d'autre terme, là où la pression à craindre est maximale et libérée, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible.

Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression légèrement supérieure (5% environ) à la pression maximale de fonctionnement normal, *Figure (V.2)*. [9]



*Figure (V.2) : Soupape de décharge*

## V.6 Les ventouses

Leurs rôles principaux sont l'évacuation de l'air contenue dans la conduite et permet l'admission de ce dernier dedans, lorsque l'on procède à leur vidange ou bien l'apparition de la cavitation en un point haut. [9]

## V.7 Les réservoirs d'air

Un réservoir d'air comprimé est un réservoir fermé, sa partie supérieure est remplie d'air sous pression et sa partie inférieure a un certain volume d'eau. On prend pour exemple un arrêt des pompes, le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression due au coup de bélier. Lorsque le sens d'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime, cela permet de stocker un volume d'eau.

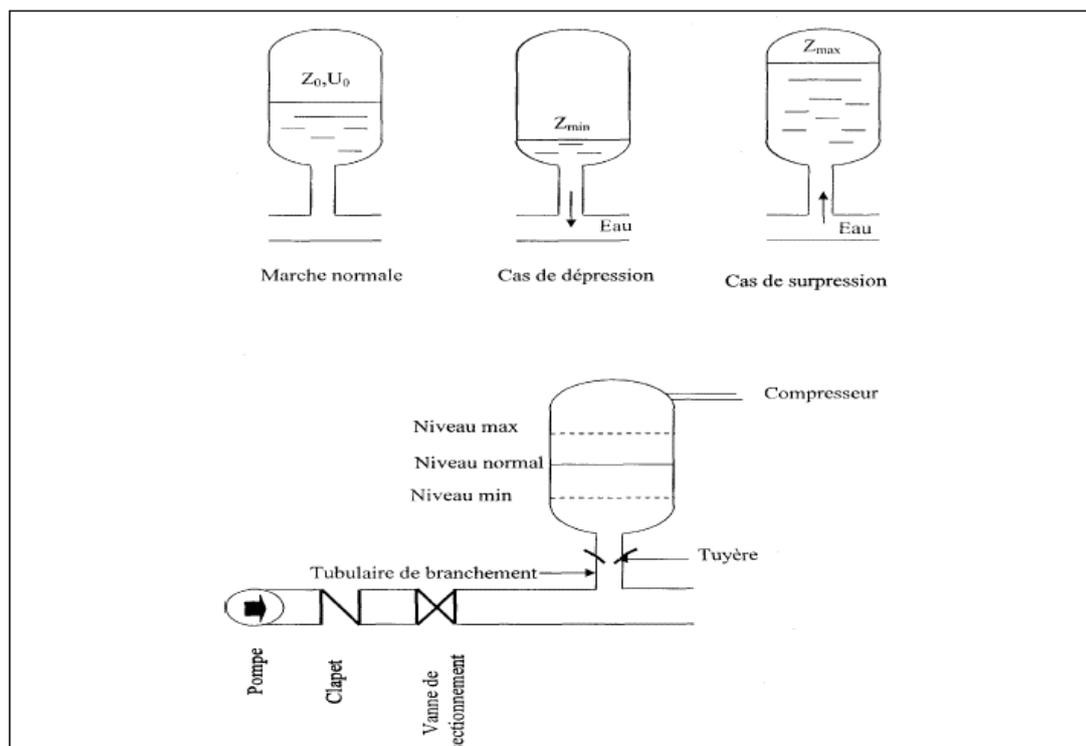
Les avantages des réservoirs d'air sont [9] :

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

Comme il présente certains inconvénients qui sont les suivants :

- La nécessité de fournir de l'air comprimé constamment ;
- La nécessité de prévoir plusieurs équipements auxiliaires qui demande une maintenance constante et des frais élevés.

Le principe de fonctionnement est représenté dans la figure (V.3) ci-dessous [8]



**Figure (V.3) : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air**

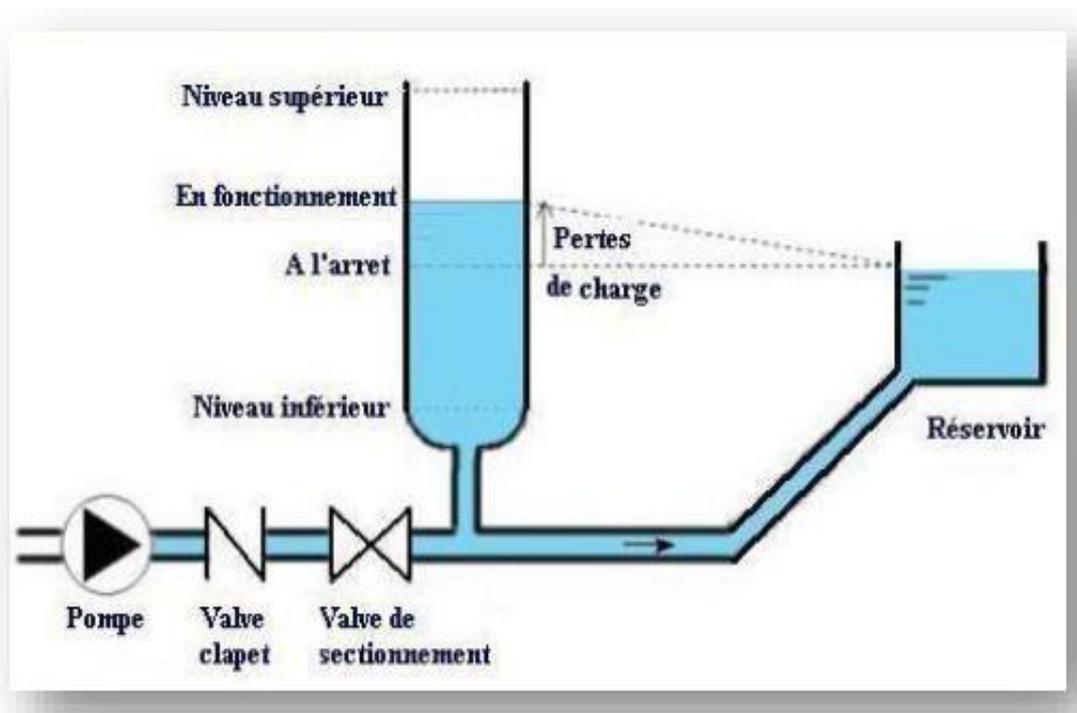
## V.8 Les cheminées d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe verticale, elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes.

Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier, elle est utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elle présente certains avantages, à savoir :

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

La figure (V.4) représente une cheminée d'équilibre : [5]



*Figure (V.4) : Cheminée d'équilibre*

## V.9 Étude du coup de bélier

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

### V.9.1 Calcul de la célérité d'onde

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{K * D}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- $K_c$ : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- $D$  : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- $e$  : Épaisseur de la conduite (mm).

Où :

- $K = 83$  pour le PEHD ;
- $K = 0.6$  pour la fonte ductile.

### V.9.2 La valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

#### ➤ Premier cas : fermeture brusque

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

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a * V_0}{g} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

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

- valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_{sr} = H_0 + B \quad (\text{V.3})$$

- La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{V.4})$$

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{V.5})$$

Avec :

- $H_g$  : La hauteur géométrique de refoulement ;
- 10 : La pression atmosphérique.

#### ➤ Deuxième cas : fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps  $T_f$ , tel que :  $T_f > \frac{2 * L}{a}$

Avec :

$$\frac{2 * L * V_0}{g * T_f} \quad (\text{V.6})$$

- L : La longueur de la conduite (m) ;
- Tf: Temps de fermeture de la vanne (s).

**Remarque :**

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

**V.10 Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement**

Les valeurs numériques du coup de bélier pour les tronçons (SR1-SR2), (SR2-SR3), (SR3-SR4), (SR4-SR5), (SR5-R<sub>Aitsoula</sub>), (SR6-R<sub>Semaoune</sub>), sont représentées dans le tableau suivant :

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

Traçons	Caractéristiques des conduites									
	D (mm)	e (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>g</sub> (m)	H <sub>0</sub> (m)	a (m/s)	B (m)	H <sub>sr</sub> (m)	H <sub>d</sub> (m)	PNS (bar)
SR1-SR2	315	28.6	1.432	130.28	140.28	333.83	48.73	<b>189.01</b>	91.55	<b>16</b>
SR2-SR3	400	44.7	0.986	162.91	172.91	372.06	37.40	<b>210.31</b>	135.51	<b>20</b>
SR3-SR4	315	35.2	1.283	171.85	181.85	372.05	48.66	<b>230.51</b>	133.19	<b>20</b>
SR4-SR5	315	28.6	1.155	152.59	162.59	333.83	39.30	<b>201.89</b>	123.29	<b>16</b>
SR5-R <sub>Aitsoula</sub>	250	22.7	1.226	133.58	143.58	333.84	41.72	<b>185.30</b>	101.86	<b>16</b>
SR6-R <sub>semaoune</sub>	160	09.5	1.063	92.27	102.27	268.14	29.05	<b>131.32</b>	73.22	<b>10</b>

**V.10.1 Interprétation des résultats :**

Les tronçons (SR1-SR2), (SR2-SR3), (SR3-SR4), (SR4-SR5), (SR5-R<sub>Aitsoula</sub>) et (SR6-R<sub>Semaoune</sub>) ne vérifient pas la pression nominale de service dans les valeurs du coup de bélier en suppression, alors on doit les protéger, et dans notre cas, on opte pour un réservoir d'air pour les avantages en termes d'économie et d'efficacité.

**V.10.2 Méthode de calcul du réservoir d'air**

Le calcul du réservoir d'air consiste à déterminer les valeurs de la surpression et la dépression maximale dans la conduite par approximations successives en utilisant la méthode graphique de Louis BERGERON.

**V.10.2.1 Principe de calcul de réservoir d'air**

Les étapes à suivre pour le dimensionnement du réservoir d'air sont les suivantes :

**1. Le temps se suit selon les valeurs de Tf :**

$$T_f = \frac{2 * L}{a} \quad (V.4)$$

**2. Variation du volume d'air :**

$$\Delta U = S * V_m * \theta \quad (V.5)$$

Avec :

- $\Delta U$  : Variation du volume d'air ( $m^3$ ) ;
- $S$  : Section de la conduite ( $m^2$ ) ;
- $T_f$  : 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 comprimé :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \quad (V.6)$$

Avec :

- +  $\Delta U_i$  : Lorsque le réservoir d'air se vide ;
- +  $\Delta U_i$  : Lorsque le réservoir d'air se remplit ;

### 4. la pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de Poisson

$$(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1.4} = Z * U^{1.4} \quad (V.7)$$

Avec :

- $\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- $Z_0$  : Pression absolue ;
- $U_0$  : Volume d'air initial ;
- $U$  : 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 :

À la montée de l'eau. On a un coefficient de débit de 0.92

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K \quad (V.8)$$

Avec :

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

$$d' = 0.92 * d$$

(d) sera choisi pour que K reste compris entre 15 et 20

#### 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.

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 * \frac{D^2}{d^2} \quad (V.9)$$

Avec :

- $V_2$  : 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 :

$$\Delta h_1 = C * \frac{V^2}{2 * g} \quad (\text{V.10})$$

$C = f(m')$

Avec :

$$m' = \frac{(0.92 * d)^2}{\phi^2} \quad (\text{V.11})$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (Annexe (10)).

b) Cas de la descente de l'eau :

$$\Delta h_2 = C' * \frac{V^2}{2 * g} \quad (\text{V.12})$$

$C' = f(m'')$

Avec :

$$m'' = \frac{1}{2} * \frac{d^2}{\phi^2} \quad (\text{V.13})$$

La valeur de (C') est lue sur l'abaque (Annexe (10)).

$$\Delta h = 10.675 * L * \left( \frac{Q}{C_{HW}} \right)^{1.852} * \frac{1}{D^{4.87}} \quad \text{D'où :} \quad (\text{V.14})$$

$$C_{HW} = \frac{Q}{\sqrt[1.852]{\left( \frac{D^{4.87} * \Delta h}{10.675 * L} \right)}} \quad (\text{V.15})$$

Avec :

$\Delta h$  : Perte de charge dans la conduite (m) ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

Q : Débit refoulé (m<sup>3</sup>/s) ;

$C_{HW}$  : Coefficient de perte de charge du Hazen William ;

D : Diamètre de la conduite.

#### V.10.3 Application du calcul pour le tronçon (SR1- SR2) :

On dispose d'une tuyère de diamètre **d= 80 mm** qui est incorporée dans une tubulure de diamètre **ϕ = 160 mm**

Les caractéristiques de la tuyère sont :

**Montée de l'eau :**

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0.92*d)^2} = \frac{0.315^2}{(0.92*0.08)^2} = 18.317 \Rightarrow V_1 = 18.317V_f$$

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

$$\text{Par ailleurs, } m' = \frac{(0.92*d)^2}{\phi^2} = \frac{(0.92*0.08)^2}{(0.160)^2} = 0.2116$$

À partir de l'annexe (12), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge «  $C$  » dans la tuyère. Ce qui nous donne  **$C=0.64$** .

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

$$\Delta h_1 = C * \frac{V^2}{2 * g} ; \Delta h_1 = 0.64 * \frac{V_1^2}{2 * g} = 10.944 * V_f^2$$

**Descente de l'eau :**

$$K' = 2 * \frac{D^2}{d^2} = \frac{2 * 0.315^2}{0.08^2} = 31.00$$

Ce que donne :  $V_2 = K' * V_f = 31 * V_f$  Par ailleurs,  $m'' = \frac{1}{2} * \frac{d^2}{\phi^2} = \frac{1}{2} * \frac{0.08^2}{0.160^2} = 0.125$

À partir de l'annexe (12), on aura la valeur du coefficient de perte de charge  $C' = 0.8$  d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C' * \frac{V^2}{2 * g} ; \Delta h_2 = 0.8 * \frac{V_2^2}{2 * g} = 39.184 * V_f^2$$

**Variation du volume d'air :  $\Delta U = S * V_m * \theta$**

$$\theta = \frac{2 * L}{a} ; \theta = \frac{2 * 791}{333.83} = 4.739 \text{ s} ;$$

$$S = \pi * r^2 ; S = \pi * 0.1575^2 = 0.0779 \text{ m}^2 ;$$

$$\Delta U = 4.739 * 0.0779 * V_m ; \Delta U = 0.3693 * V_m$$

#### **V.10.3.1 Résultats de calcul du réservoir d'air**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR1-SR2 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (V.2) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (V.5). [14]

Tableau (V.2) : Calcul du réservoir d'air de tronçon (SR1-SR2).

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0.2578 m	Vitesse	1.4325758 m/s	Volume U <sub>0</sub>	0.15 m <sup>3</sup>
Débit	0.07474 m <sup>3</sup> /s	Section	0.0521718 m <sup>2</sup>	K PDC entr	39.184 Vf <sup>2</sup>
H géomet	130.28 m	Célérité a	481.70739 m/s	K PDC sort	10.944 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond.	791 m	B	70.344785 m	Exposant	1.2
coef. K	83	Hmax	200.62479 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0.0572 m	Hmin	59.935215 m	pres. air Z 14.838181 /U <sup>A</sup>	
C Haz Will	158.669	periode θ	3.2841514 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	140.28 m	Surpression	48.100622 m
Umax	0.2734054 m <sup>3</sup>	PDC δ	4.2876622 m	Dépression	69.939094 m
Umin	0.1198011 m <sup>3</sup>	a/g	49.103709 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1; Δh2	Z-Δh; Z+Δh	δ	Z -> Δh -> δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0.15	144.56766	0	144.56766	4.2876622	140.28	1.4325758	0	0	
3.2841514	0.1234054	0.2734054	70.341588	0.0006827	70.340906	0.0002814	70.340624	0.0082562	0.7202371	0.0078984	0.0003578
6.5683028	-0.0891046	0.1843008	112.91408	43.035126	155.9492	2.4032126	158.35242	-1.0480176	-0.5200458	-1.04799	-2.754E-05
9.8524543	-0.0644997	0.1198011	189.3337	0.9530742	188.38062	0.2298715	188.15075	0.294919	-0.3764429	0.2951042	-0.0001852
13.136606	0.071262	0.1910631	108.13556	3.1525748	104.98299	0.6959497	104.28704	0.5368109	0.4159101	0.5367161	9.474E-05
16.420757	-0.0019491	0.189114	109.47432	12.264727	121.73904	0.7515696	122.49061	-0.5584699	-0.0113755	-0.5594671	0.0009972
19.704909	-0.0619793	0.1271347	176.30456	1.0538694	177.35843	0.0774413	177.43587	-0.1640703	-0.3617326	-0.1639982	-7.211E-05
22.98906	0.0281836	0.1553183	138.64795	2.6596749	135.98828	0.5945727	135.3937	0.4931016	0.1644892	0.4929765	0.000125
26.273211	0.0293664	0.1846847	112.63245	0.8838917	113.51634	0.0658018	113.58215	-0.1501115	0.1713925	-0.1501914	7.99E-05
29.557363	-0.0416831	0.1430016	153.09871	4.4332759	157.53199	0.2929133	157.8249	-0.336512	-0.2432771	-0.3363628	-0.0001491
32.841514	-0.0021247	0.140877	155.87366	1.0623457	154.81131	0.2541768	154.55713	0.3115457	-0.0124003	0.3115623	-1.658E-05

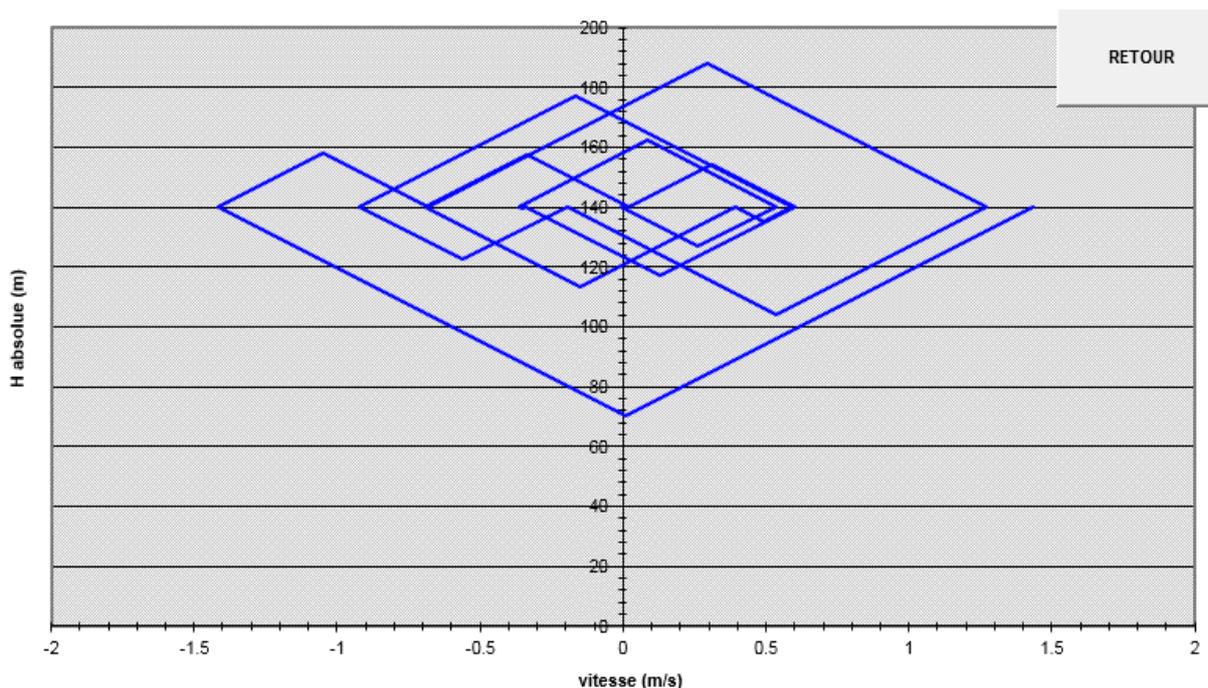


Figure (V.5) : Épure de BERGERON pour le tronçon (SR1-SR2).

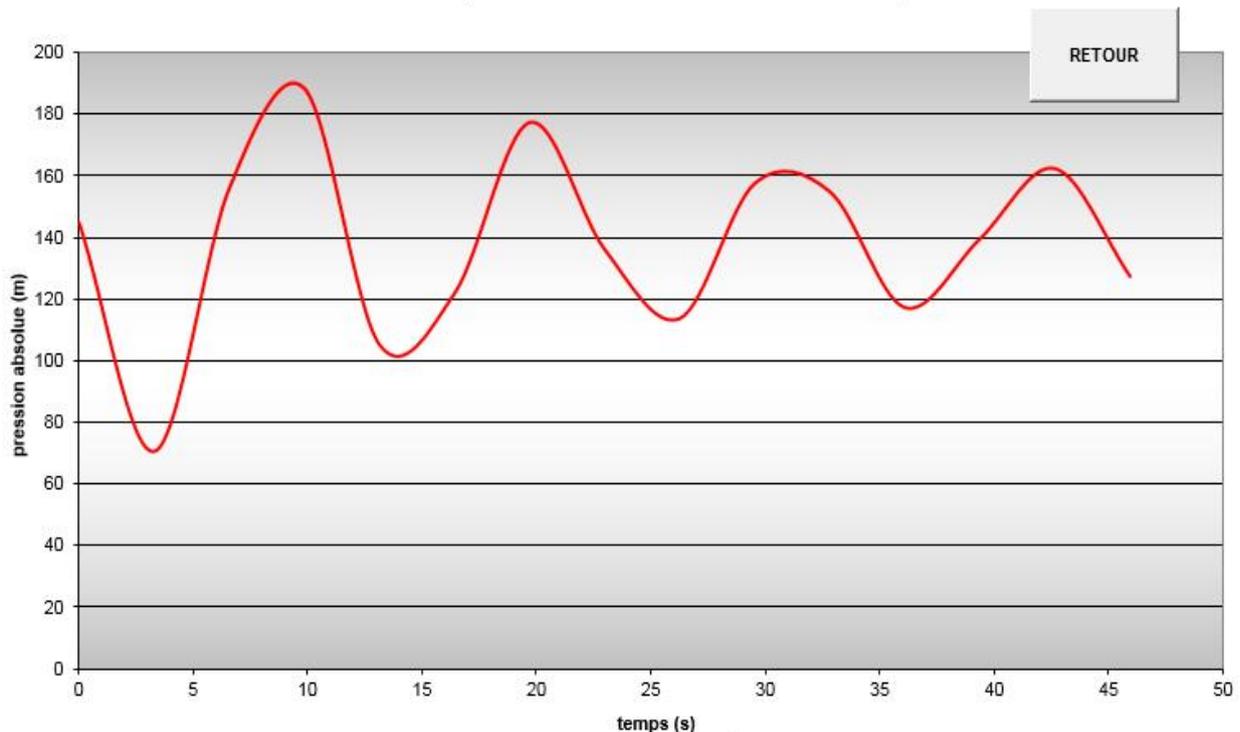
### V.10.3.2 Interprétation des résultats

On remarque que :

Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **69.939m**.

- Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0.2734 m<sup>3</sup>**.
- La surpression est de **48.1006 m**, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0.1198m<sup>3</sup>**.

Par ailleurs, la figure (V.6) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.



**Figure (V.6) :** Variation de pression absolue pour le tronçon (SR1-SR2).

### V.10.3.3 Dimensionnement du réservoir d'air

À partir du tableau (V.6), on a le volume maximal d'air est d'ordre **0.2734 m<sup>3</sup>** Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon (SR1- SR2), tel que :

$$V_t = 1.2 * U_{\max} = 1.2 * 0.2734 = \mathbf{0.32808 \text{ m}^3}$$

Par conséquent, On optera pour un réservoir de volume normalisé de **(350 l)**.

### V.10.4 Application du calcul pour le tronçon (SR2- SR3) :

On dispose d'une tuyère de diamètre **d= 100 mm** qui est incorporée dans une tubulure de diamètre **φ = 200 mm**

Les caractéristiques de la tuyère sont :

**Montée de l'eau :**

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0.92 * d)^2} = \frac{0.4^2}{(0.92 * 0.1)^2} = 18.9 \Rightarrow V_1 = 18.9V_f$$

Donc,  $K=19$ . Compris entre 15 et 20, d'où la condition pour  $K$  est vérifiée.

$$\text{Par ailleurs, } m' = \frac{(0.92*d)^2}{\phi^2} = \frac{(0.92*0.1)^2}{(0.200)^2} = 0.2116$$

À partir de l'annexe (12), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge «  $C$  » dans la tuyère. Ce qui nous donne  **$C=0.64$**

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

$$\Delta h_1 = C * \frac{V^2}{2 * g} ; \Delta h_1 = 0.64 * \frac{V^2}{2 * g} = 11.65 * V_f^2$$

**Descente de l'eau :**

$$K' = 2 * \frac{D^2}{d^2} = \frac{2*0.4^2}{0.1^2} = 32.00$$

Ce que donne :  $V_2 = K' * V_f = 31 * V_f$  Par ailleurs,  $m'' = \frac{1}{2} * \frac{d^2}{\phi^2} = \frac{1}{2} * \frac{0.1^2}{0.200^2} = 0.125$

À partir de l'annexe (12), on aura la valeur du coefficient de perte de charge  $C' = 0.8$  d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C' * \frac{V^2}{2 * g} ; \Delta h_2 = 0.8 * \frac{V^2}{2 * g} = 39.184 * V_f^2$$

**Variation du volume d'air :  $\Delta U = S * V_m * \theta$**

$$\theta = \frac{2 * L}{a} ; \theta = \frac{2 * 942}{372.06} = 5.0637 \text{ s} ;$$

$$S = \pi * r^2 ; S = \pi * 0.2^2 = 0.1256 \text{ m}^2 ;$$

$$\Delta U = 5.0637 * 0.1256 * V_m ; \Delta U = 0.6363 * V_m$$

#### **V.10.4.1 Résultats de calcul du réservoir d'air**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR2-SR3 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans l'annexe(13).

L'épure de BERGERON est illustrée par l'annexe(14).

#### **V.10.4.2 Interprétation des résultats**

On remarque que :

Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **50.717m**.

- Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0.53902 m3**.
- La surpression est de **36.9937 m**, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0.3435m3**.

Par ailleurs, l'annexe(15) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

**V.10.4.3 Dimensionnement du réservoir d'air**

À partir de L'annexe(13), on a le volume maximal d'air est d'ordre **0.53902 m<sup>3</sup>** Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon (SR2- SR3), tel que :

$$V_t = 1.2 * U_{\max} = 1.2 * 0.53902 = \mathbf{0.64682 \text{ m}^3}$$

Par conséquent, On optera pour un réservoir de volume normalisé de **(650 l)**.

**V.10.5 Application du calcul pour le tronçon (SR3- SR4) :**

On dispose d'une tuyère de diamètre **d= 80 mm** qui est incorporée dans une tubulure de diamètre **φ = 160 mm**

Les caractéristiques de la tuyère sont :

**Montée de l'eau :**

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0.92 * d)^2} = \frac{0.315^2}{(0.92 * 0.08)^2} = 18.317 \Rightarrow V_1 = 18.317 V_f$$

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

$$\text{Par ailleurs, } m' = \frac{(0.92 * d)^2}{\phi^2} = \frac{(0.92 * 0.08)^2}{(0.160)^2} = 0.2116$$

À partir de l'annexe (12), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge « C » dans la tuyère. Ce qui nous donne **C=0.64**.

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

$$\Delta h_1 = C * \frac{V^2}{2 * g} ; \Delta h_1 = 0.64 * \frac{V^2}{2 * g} = 10.944 * V_f^2$$

**Descente de l'eau :**

$$K' = 2 * \frac{D^2}{d^2} = \frac{2 * 0.315^2}{0.08^2} = 31.00$$

Ce que donne :  $V_2 = K' * V_f = 31 * V_f$  Par ailleurs,  $m'' = \frac{1}{2} * \frac{d^2}{\phi^2} = \frac{1}{2} * \frac{0.08^2}{0.160^2} = 0.125$

À partir de l'annexe (12), on aura la valeur du coefficient de perte de charge C' = 0.8 d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C' * \frac{V^2}{2 * g} ; \Delta h_2 = 0.8 * \frac{V^2}{2 * g} = 39.185 * V_f^2$$

**Variation du volume d'air :  $\Delta U = S * V_m * \theta$**

$$\theta = \frac{2 * L}{a} ; \theta = \frac{2 * 1279}{372.05} = 6.875 \text{ s} ;$$

$$S = \pi * r^2 ; S = \pi * 0.1575^2 = 0.0779 m^2 ;$$

$$\Delta U = 6.875 * 0.0779 * V_m ; \Delta U = 0.536 * V_m$$

#### V.10.5.1 Résultats de calcul du réservoir d'air

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon (SR3-SR4) en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans l'annexe(16).

L'épure de BERGERON est illustrée par l'annexe(17).

#### V.10.5.2 Interprétation des résultats

On remarque que :

Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **66.752m**.

- Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0.450795 m<sup>3</sup>**.
- La surpression est de **45.15223 m**, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0.256078 m<sup>3</sup>**.

Par ailleurs, l'annexe(18) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

#### V.10.5.3 Dimensionnement du réservoir d'air

À partir de L'annexe(16), on a le volume maximal d'air est d'ordre **0.450795 m<sup>3</sup>** Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon (SR3- SR4), tel que :

$$V_t = 1.2 * U_{\max} = 1.2 * 0.450795 = \mathbf{0.54095 m^3}$$

Par conséquent, On optera pour un réservoir de volume normalisé de **(550 l)**.

#### V.10.6 Application du calcul pour le tronçon (SR4- SR5) :

On dispose d'une tuyère de diamètre **d= 80 mm** qui est incorporée dans une tubulure de diamètre **φ = 160 mm**

Les caractéristiques de la tuyère sont :

**Montée de l'eau :**

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0.92 * d)^2} = \frac{0.315^2}{(0.92 * 0.08)^2} = 18.317 \Rightarrow V_1 = 18.317 V_f$$

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

$$\text{Par ailleurs, } m' = \frac{(0.92 * d)^2}{\phi^2} = \frac{(0.92 * 0.08)^2}{(0.160)^2} = 0.2116$$

À partir de l'annexe (12), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge « C » dans la tuyère. Ce qui nous donne **C=0.64**.

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

$$\Delta h_1 = C * \frac{V^2}{2 * g} ; \Delta h_1 = 0.64 * \frac{V^2}{2 * g} = 10.944 * V_f^2$$

**Descente de l'eau :**

$$K' = 2 * \frac{D^2}{d^2} = \frac{2 * 0.315^2}{0.08^2} = 31.00$$

Ce que donne :  $V_2 = K' * V_f = 31 * V_f$  Par ailleurs,  $m'' = \frac{1}{2} * \frac{d^2}{\phi^2} = \frac{1}{2} * \frac{0.08^2}{0.160^2} = 0.125$

À partir de l'annexe (12), on aura la valeur du coefficient de perte de charge

$C' = 0.8$  d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C' * \frac{V^2}{2 * g} ; \Delta h_2 = 0.8 * \frac{V^2}{2 * g} = 39.185 * V_f^2$$

**Variation du volume d'air :**  $\Delta U = S * V_m * \theta$

$$\theta = \frac{2 * L}{a} ; \theta = \frac{2 * 530}{333.83} = 3.175 \text{ s} ;$$

$$S = \pi * r^2 ; S = \pi * 0.1575^2 = 0.0779 \text{ m}^2 ;$$

$$\Delta U = 3.175 * 0.0779 * V_m ; \Delta U = 0.247 * V_m$$

#### **V.10.6.1 Résultats de calcul du réservoir d'air**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon (SR4-SR5) en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans l'annexe(19).

L'épure de BERGERON est illustrée par l'annexe(20).

#### **V.10.6.2 Interprétation des résultats**

On remarque que :

Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **56.669m**.

- Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0.216433 m<sup>3</sup>**.
- La surpression est de **38.3117 m**, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0.126762 m<sup>3</sup>**.

Par ailleurs, l'annexe(21) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

#### **V.10.6.3 Dimensionnement du réservoir d'air**

À partir du L'annexe(19), on a le volume maximal d'air est d'ordre **0.216433 m<sup>3</sup>** Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon (SR4- SR5), tel que :

$$V_t = 1.2 * U_{\max} = 1.2 * 0.216433 = \mathbf{0.25972 \text{ m}^3}$$

Par conséquent, On optera pour un réservoir de volume normalisé de **(300 l)**.

### V.10.7 Application du calcul pour le tronçon (SR5- RAitsoula) :

On dispose d'une tuyère de diamètre **d = 62.5 mm** qui est incorporée dans une tubulure de diamètre **φ = 125 mm**

Les caractéristiques de la tuyère sont :

#### Montée de l'eau :

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0.92 * d)^2} = \frac{0.250^2}{(0.92 * 0.0625)^2} = 18.9 \Rightarrow V_1 = 18.9 V_f$$

Donc, K = 19. Compris entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

$$\text{Par ailleurs, } m' = \frac{(0.92 * d)^2}{\phi^2} = \frac{(0.92 * 0.0625)^2}{(0.125)^2} = 0.2116$$

À partir de l'annexe (12), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge « C » dans la tuyère. Ce qui nous donne **C = 0.64**

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

$$\Delta h_1 = C * \frac{V^2}{2 * g} ; \Delta h_1 = 0.64 * \frac{V^2}{2 * g} = 11.652 * V_f^2$$

#### Descente de l'eau :

$$K' = 2 * \frac{D^2}{d^2} = \frac{2 * 0.250^2}{0.0625^2} = 32.00$$

Ce que donne :  $V_2 = K' * V_f = 32 * V_f$  Par ailleurs,  $m'' = \frac{1}{2} * \frac{d^2}{\phi^2} = \frac{1}{2} * \frac{0.0625^2}{0.125^2} = 0.125$

À partir de l'annexe (12), on aura la valeur du coefficient de perte de charge C' = 0.8 d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C' * \frac{V^2}{2 * g} ; \Delta h_2 = 0.8 * \frac{V^2}{2 * g} = 39.185 V_f^2$$

**Variation du volume d'air :  $\Delta U = S * V_m * \theta$**

$$\theta = \frac{2 * L}{a} ; \theta = \frac{2 * 773}{333.84} = 4.631 \text{ s} ;$$

$$S = \pi * r^2 ; S = \pi * 0.125^2 = 0.049 \text{ m}^2 ;$$

$$\Delta U = 4.631 * 0.049 * V_m ; \Delta U = 0.227 * V_m$$

**V.10.7.1 Résultats de calcul du réservoir d'air**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon (SR5-R<sub>Aitsoula</sub>) en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans l'annexe(22).

L'épure de BERGERON est illustrée par l'annexe(23).

**V.10.7.2 Interprétation des résultats**

On remarque que :

Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **59.364m**.

- Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0.175591 m<sup>3</sup>**.
- La surpression est de **41.0205 m**, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0.0911 m<sup>3</sup>**.

Par ailleurs, l'annexe(25) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

**V.10.7.3 Dimensionnement du réservoir d'air**

À partir de L'annexe(22), on a le volume maximal d'air est d'ordre **0.175591 m<sup>3</sup>** Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon (SR5- R<sub>Aitsoula</sub>), tel que :

$$V_t = 1.2 * U_{\max} = 1.2 * 0.175591 = \mathbf{0.2107 \text{ m}^3}$$

Par conséquent, On optera pour un réservoir de volume normalisé de **(250 l)**.

**V.10.8 Application du calcul pour le tronçon (SR6- R<sub>Semaoune</sub>) :**

On dispose d'une tuyère de diamètre **d= 40 mm** qui est incorporée dans une tubulure de diamètre **φ = 80 mm**

Les caractéristiques de la tuyère sont :

**Montée de l'eau :**

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0.92 * d)^2} = \frac{0.160^2}{(0.92 * 0.04)^2} = 18.9 \Rightarrow V_1 = 18.9 V_f$$

Donc, K= 19. Compris entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

$$\text{Par ailleurs, } m' = \frac{(0.92 * d)^2}{\phi^2} = \frac{(0.92 * 0.04)^2}{(0.080)^2} = 0.2116$$

À partir de l'annexe (12), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge « C » dans la tuyère. Ce qui nous donne **C= 0.64**

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

$$\Delta h_1 = C * \frac{V^2}{2 * g} ; \Delta h_1 = 0.64 * \frac{V^2}{2 * g} = 11.652 * V_f^2$$

**Descente de l'eau :**

$$K' = 2 * \frac{D^2}{d^2} = \frac{2 * 0.160^2}{0.04^2} = 32.00$$

Ce que donne :  $V_2 = K' * V_f = 31 * V_f$  Par ailleurs,  $m'' = \frac{1}{2} * \frac{d^2}{\phi^2} = \frac{1}{2} * \frac{0.04^2}{0.08^2} = 0.125$

À partir de l'annexe (12), on aura la valeur du coefficient de perte de charge  $C' = 0.8$  d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C' * \frac{V^2}{2 * g} ; \Delta h_2 = 0.8 * \frac{V^2}{2 * g} = 41.753 * V_f^2$$

**Variation du volume d'air :  $\Delta U = S * V_m * \theta$**

$$\theta = \frac{2 * L}{a} ; \theta = \frac{2 * 371}{268.14} = 2.767 \text{ s} ;$$

$$S = \pi * r^2 ; S = \pi * 0.08^2 = 0.02m^2 ;$$

$$\Delta U = 2.767 * 0.02 * V_m ; \Delta U = 0.0556 * V_m$$

**V.10.8.1 Résultats de calcul du réservoir d'air**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon (SR6-R<sub>Semaoune</sub>) en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans l'annexe(25).

L'épure de BERGERON est illustrée par l'annexe(26).

**V.10.8.2 Interprétation des résultats**

On remarque que :

Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **46.594m**.

- Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0.034145 m<sup>3</sup>**.
- La surpression est de **28.56725 m**, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0.016552 m<sup>3</sup>**.

Par ailleurs, l'annexe(27) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

**V.10.8.3 Dimensionnement du réservoir d'air**

À partir de L'annexe(25), on a le volume maximal d'air est d'ordre **0.034145 m<sup>3</sup>** Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon (SR6- R<sub>Semaoune</sub>), tel que :

$$V_t = 1.2 * U_{\max} = 1.2 * 0.034145 = \mathbf{0.04097 \text{ m}^3}$$

Par conséquent, On optera pour un réservoir de volume normalisé de **(50 l)**.

**Remarque :**

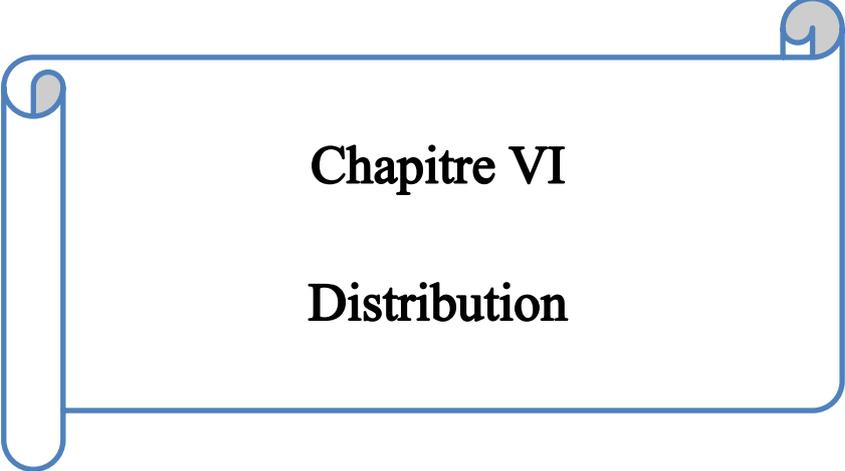
Pour les tronçons gravitaires, on procède à une fermeture lente de la vanne et on opte à l'utilisation des ventouses pour éviter le coup de bélier.

**V.11 Conclusion**

Ce chapitre nous a conduits à déterminer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons de l'adduction par refoulement, et aussi déterminer les valeurs de coup de bélier. Afin de protéger ces tronçons, on a placé des réservoirs d'air avec une capacité de :

- 0.35 m<sup>3</sup> dans le tronçon SR1-SR2 ;
- 0.65 m<sup>3</sup> dans le tronçon SR2-SR3 ;
- 0.55 m<sup>3</sup> dans le tronçon SR3-SR4 ;
- 0.30 m<sup>3</sup> dans le tronçon SR4-SR5 ;
- 0.25 m<sup>3</sup> dans le tronçon SR5-R<sub>Aitsoula</sub> ;
- 0.05 m<sup>3</sup> dans le tronçon SR6-R<sub>Semaoune</sub>.

Nous avons aussi fait des précautions pour les conduites d'adduction gravitaire et cela en plaçant des ventouses.



**Chapitre VI**

**Distribution**

---

## Chapitre VI : Distribution

### VI.1 Introduction

La distribution est la phase finale d'un projet d'alimentation en eau potable. Elle doit être conçue de telle façon à satisfaire les besoins actuels et à venir des usagers, ainsi que les besoins en eau pour lutter contre les incendies. Le réseau de distribution est l'ensemble des canalisations qui font suite au réservoir. L'eau sort de ce dernier ouvrage par une seule conduite maîtresse à partir de laquelle prennent issue des conduites secondaires alimentant des conduites tertiaires.

Dans ce présent chapitre nous allons concevoir dimensionner le réseau de distribution de la zone(I).

### VI.2 Classification des réseaux de distribution

Les réseaux peuvent être classés comme suit [3] :

#### VI.2.1 Réseau ramifié

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour (alimentation à sens unique). Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture c'est-à-dire un accident sur la conduite principale prive tous les abonnés à l'aval.

#### VI.2.2 Réseau maillé

Il permet, à la conduite, une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accédant et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval.

#### VI.2.3 Réseau mixte

Un réseau dit mixte (ramifié et maillé), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Il est constitué de réseau indépendant, permet d'éviter les hautes pressions en cas de reliefs accidentés et des dénivèles importantes. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

#### VI.2.4 Réseau à alimentation distincte

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

### VI.3 Conception du réseau de distribution

Il y a Plusieurs facteurs qui influent sur la conception du réseau. Les plus importants sont l'emplacement des consommateurs, le relief et l'urbanisation de la région. La distribution se fait gravitairement à partir d'un réservoir.

#### VI.3.1 Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants [10] :

- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route... etc.) ;
- Éviter les pentes trop fortes ;

- Éviter les zones rocheuses ;
- Préférer les zones accessibles ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

### VI.3.2 Choix des conduites de distribution

Pour choisir le type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [10] :

- Le diamètre ;
- La pression de service supportée ;
- Les conditions de pose et de transport ;
- Le prix ;
- La durée de vie ;
- La disponibilité sur le marché.

On a choisi comme matériau des conduites du réseau de distribution le PEHD en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente [7] :

- Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Faible au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Résiste à l'entartage ;
- Résiste à la corrosion interne et externe et microbiologique ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience. Le test de vieillissement qui est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques ;
- Coefficient de la rugosité très faible ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Bonne résistance mécanique, et existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20, PN25.

#### Les inconvénients

- Nécessite une grande technicité pour la jonction. (Pour les grands diamètres)

## VI.4 Équipements et accessoires du réseau

### VI.4.1 Canalisations

Les réseaux de distribution sont constitués de [11] :

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

### VI.4.2 Organes accessoires

Le réseau de distribution comporte des équipements permettant son fonctionnement et son exploitation, dont les principaux sont résumés ci-après [11] :

#### a) Robinets

En principe ces appareils seront posés en vue de permettre l'isolement de divers tronçons de canalisation. Nous les trouvons donc à chaque nœud.

**b) Ventouses**

Organes de dégazage, elles permettent l'évacuation d'air contenu dans les conduites. Elles sont placées aux points hauts du réseau.

**c) Robinets de décharges**

Ils sont placés aux points bas du réseau pour permettre la vidange.

**d) Clapets**

Leurs rôle est d'empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. On les dispose principalement aux points de puisage et dans les stations de pompage alimentant une adduction.

**e) Poteaux d'incendie**

De tels poteaux doivent être raccordés sur des canalisations capables de fournir au point correspondant un débit minimal de 17 l/s sous 0.6 bar. Ils sont placés aux bordures des trottoirs, espacés de 200 à 300 m.

**f) Régulateurs de pression**

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

**g) Les raccords**

Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet.

*Le tableau(VI.1) : types des raccords*

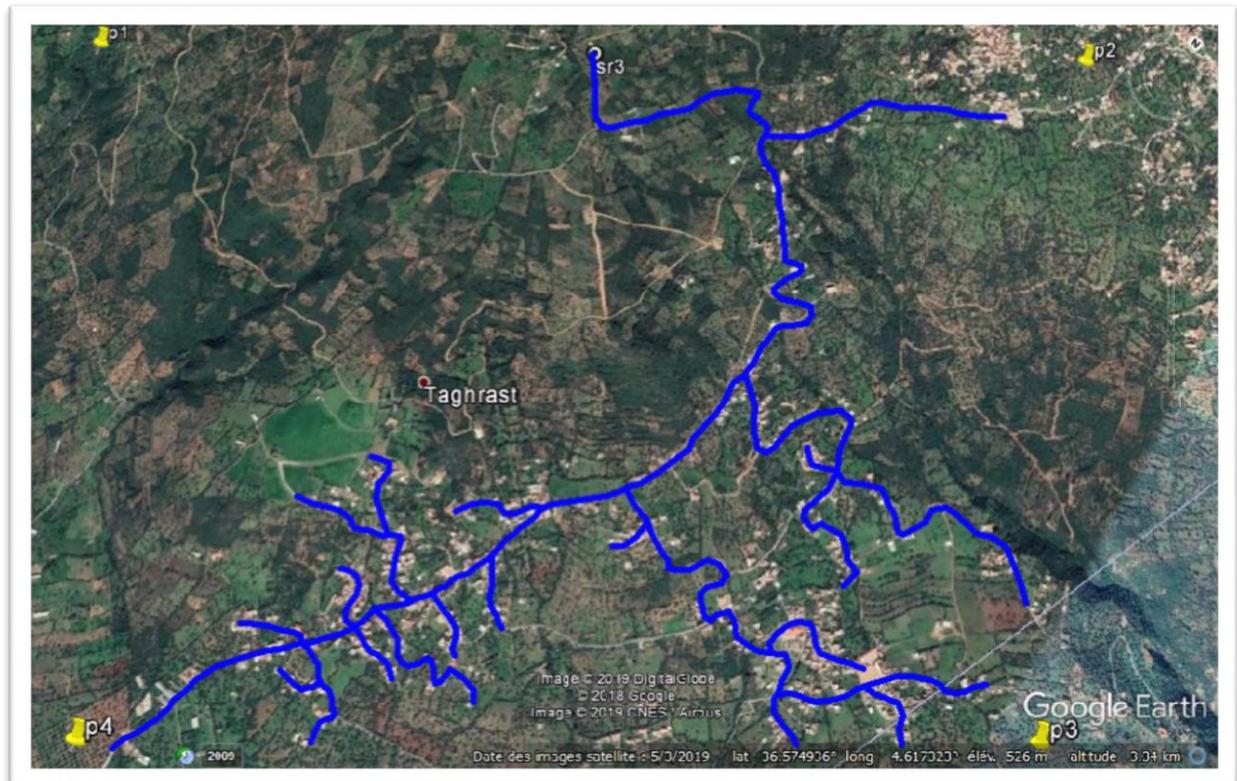
Nom du raccord	Fonction
Coude	Changement de direction
Cône de réduction	Diminution du diamètre
Manchon	Assemblage en ligne de 02 éléments cylindriques
Té	Raccordement à l'équerre d'une conduite sur une autre

## VI.5 Description du réseau projeté

Comme la commune de Chemini est partagée en 6 zones, dans notre cas on choisit de faire la distribution pour la zone I (Taghrast et Tidjounan), sa distribution se fera gravitairement, à partir de la station de reprise 03.

Vu le caractère de la localité, le relief terrain est accidenté et l'ossature du réseau sera ramifier d'un linéaire total de 25174 m.

À l'aide de l'utilisation de l'application Google Earth et logiciel MapInfo Professional 8.0 nous sommes arrivés à tracer le schéma illustré dans la figure (VI .1).



*Figure (VI.1) ; Schéma représentatif du réseau de distribution (Zone I).*

## VI.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière suivante [10] :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé et celui ramifié ;
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route ;
- On calcule les débits en route pendant les heures considérées (l'heure de pointe et l'heure d'incendie) ;
- Connaissant les débits en route et ceux concentrés, on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

### VI.6.1 Détermination du débit de pointe

C'est le débit qui représente la consommation maximale horaire, par lequel se fait-le dimensionnement du réseau de distribution. Dans notre cas le débit de pointe est :

Les débits calculés dans notre cas sont :

$$Q_p = k_{\max.h} * \frac{Q_{\max.j}}{24} \quad (VI.1)$$

$$Q_p = 1.8 * \frac{1243,728}{24}$$

$$Q_p = 93,2796 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 25,911 \text{ l/s}$$

### VI.6.2 Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde.

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VI.2})$$

$$Q_s = \frac{25,911}{25174}$$

$$Q_s = 0,001029 \text{ l/s/m}$$

Avec :

- $Q_s$  : Le débit spécifique (l/s) ;
- $Q_p$  : Le débit de pointe (l/s) ;
- $L_i$  : la longueur du tronçon i.

### VI.6.3 Débit de route

C'est le débit circulant à travers un tronçon et supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier.

$$Q_r = Q_s * L_{ij} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- $Q_r$  : Débit de route (l/s) ;
- $L_{ij}$  : Longueur du tronçon (i-j)

### VI.6.4 Débit au nœud

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

$$Q_n = 0,55 * \sum Q_r + \sum Q_c \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

$Q_n$  : Débit au nœud (l/s)

$\sum Q_r$  : Somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s) ;

$\sum Q_c$  : Somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

### VI.7 Calcul des différents débits du réseau

Les différents résultats de calcul des débits sont regroupés dans le tableau (VI.2) ci-dessous :

*Tableau (VI.2) : Détermination des débits aux nœuds.*

Nœuds	Cotes (m)	Traçons(m)	L(m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
2	634	2-SR3	1530	1,574793	2,70314
		2-36	1374	1,414226	
		2-3	1871	1,925776	
3	620	3-2	1871	1,925776	2,19931
		3-4	1261	1,297917	
		3-5	753	0,775045	
4	590	4-3	1261	1,297917	2,61879
		4-34	1821	1,874312	
		4-35	1246	1,282478	
		4-37	298	0,306724	
5	551	5-3	753	0,775045	0,82255
		5-6	257	0,264524	
		5-10	443	0,455969	
6	458	6-5	257	0,264524	1,10560
		6-7	1475	1,518182	
		6-29	221	0,227470	
7	507	7-6	1475	1,518182	1,44016
		7-30	775	0,797689	
		7-8	294	0,302607	
8	499	8-7	294	0,302607	0,64989
		8-9	495	0,509492	
		8-33	359	0,369510	
9	476	9-8	495	0,509492	0,96181
		9-31	706	0,726669	
		9-32	498	0,512580	
10	539	10-5	443	0,455969	0,71385
		10-11	303	0,311871	
		10-27	515	0,530077	
11	526	11-10	303	0,311871	0,59441
		11-12	326	0,335544	
		11-28	421	0,433325	
12	510	12-11	326	0,335544	0,49081
		12-13	109	0,112191	
		12-38	432	0,444647	
13	509	13-12	109	0,112191	0,43703
		13-14	467	0,480672	
		13-15	196	0,201738	
14	500	14-13	467	0,480672	0,92614
		14-26	540	0,555809	
		14-25	629	0,647415	
15	495	15-13	196	0,201738	0,78235
		15-16	127	0,130718	
		15-24	1059	1,090004	

**Tableau (VI.2) : Détermination des débits aux nœuds (suite et fin).**

16	490	16-15	127	0,130718	0,69234
		16-17	275	0,283051	
		16-23	415	0,427150	
		16-39	406	0,417886	
17	465	17-16	275	0,283051	1,14239
		17-19	1051	1,081769	
		17-22	431	0,443618	
		17-18	261	0,268641	
18	457	18-17	261	0,268641	0,56327
		18-20	438	0,450823	
		18-21	296	0,304666	
19	438	19-17	1051	1,081769	0,54088
20	450	20-18	438	0,450823	0,22541
21	460	21-18	296	0,304666	0,15233
22	470	22-17	431	0,443618	0,22181
23	480	23-16	415	0,427150	0,21357
24	470	24-15	1059	1,090004	0,54500
25	485	25-14	629	0,647415	0,32371
26	490	26-14	540	0,555809	0,27790
27	536	27-10	515	0,530077	0,26504
28	498	28-11	421	0,433325	0,21666
29	540	29-6	221	0,227470	0,11374
30	498	30-7	775	0,797689	0,39884
31	466	31-9	706	0,726669	0,36333
32	460	32-9	498	0,512580	0,25629
33	490	33-8	359	0,369510	0,18476
34	553	34-4	1821	1,874312	0,93716
35	580	35-4	1246	1,282478	0,64124
36	600	36-2	1374	1,414226	0,70711
37	595	37-4	298	0,306724	0,15336
38	500	38-12	432	0,444647	0,22232
39	475	39-16	406	0,417886	0,20894

## VI.8 Modélisation et simulation du réseau hydraulique

Le logiciel utilisé pour la modélisation et la simulation du réseau est EPANET.

### VI.8.1 Présentation du logiciel EPANET

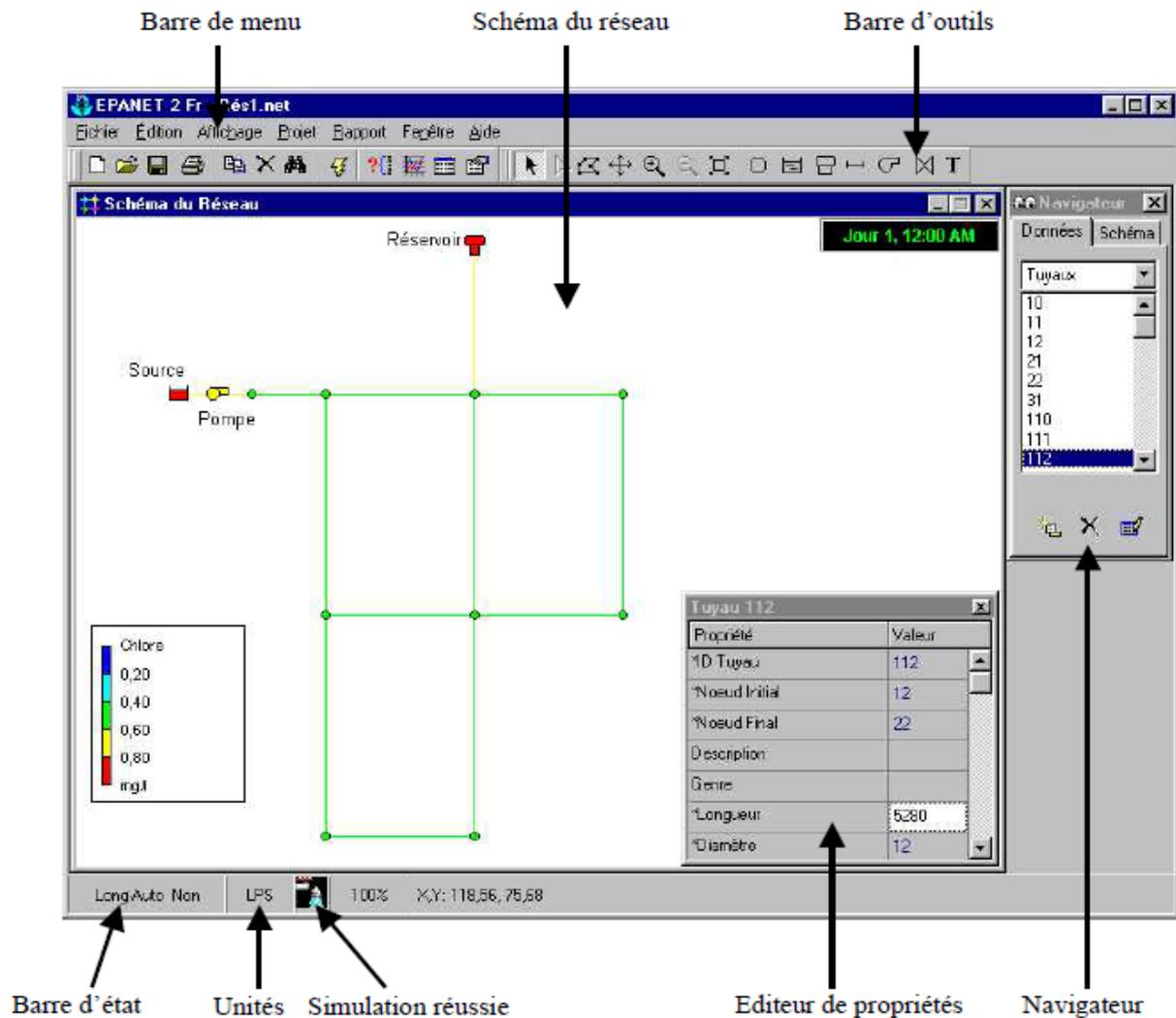
Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. Epanet calcul le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, ... etc

Le logiciel EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes : [12]

- La taille du réseau étudié est illimitée ;
- Pour calculer les pertes de charge dues au frottement, il dispose des formules de Hazan-Williams, Darcy-Weisbach et Chézy-Manning ;
- Il inclut les pertes de charge singulières ;
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes au nœud, chacune avec une modulation propre ;
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression ;
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable ;
- Il peut modéliser de différents types de vannes, comme les clapets anti-retour, les vannes de contrôle de pression ou de débit, des vannes d'arrêt, ... etc ;
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (Le diamètre peut varier avec la hauteur) ;
- Le fonctionnement de la station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou complexes.

À l'aide du logiciel EPANET, on introduit les débits et les altitudes de chaque nœud, ainsi que la longueur et le diamètre pour chaque arc (conduite). Après on lance la simulation du réseau. Après avoir choisi les diamètres des conduites, dans l'objectif est d'avoir la vitesse de chaque conduite dans l'intervalle [0,5-1,5 m/s], et la pression au nœud inférieure à 60 m.c.e (6bars). Les diamètres normalisés des conduites en PEHD (PN10) sont joints en annexe (4).

L'environnement de travail de basse d'EPANET est dans la figure(VI.2) ci-après :



Figure(VI.2) : Environnement de travail sur EPANET.

### VI.8.2 Les étapes d'utilisation d'EPANET

Les étapes à suivre pour l'utilisation de logiciel EPANET sont [13] :

- Tracé du réseau ;
- La saisie des propriétés des éléments du réseau ;
- La sélection du type de la simulation ;
- Lancement de la simulation ;
- Affichage et interprétation des résultats.

### VI.8.3 Modélisation du réseau

Dans le présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données suivantes :

- **Au niveau des nœuds** : l'altitude du nœud et la demande de base ;
- **Au niveau des arcs** : le diamètre, la longueur et la rugosité ;
- **Au niveau des réservoirs** : l'altitude et le diamètre.

**VI.8.4 Simulation du réseau**

Après la saisie des formations du réseau, la simulation peut être lancée. Dans cette étape, grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans la condition requise et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesse, débits pressions, charge).

*Tableau (VI.3) : Les résultats de la simulation des arcs (conduites).*

<b>Conduites</b>	<b>Longueur (m)</b>	<b>Diamètre intérieur (mm)</b>	<b>Débit (l/s)</b>	<b>Vitesse (m/s)</b>	<b>Pertes de charge unitaire (m/km)</b>
Tuyau 1	1530	176.2	27.62	1.13	6.14
Tuyau 2	1374	35.2	0.71	0.73	19.81
Tuyau 3	1871	176.2	24.21	0.99	4.82
Tuyau 4	1261	66	4.35	1.27	25.11
Tuyau 5	298	16	0.15	0.76	58.86
Tuyau 6	1821	35.2	0.94	0.96	32.95
Tuyau 7	1246	35.2	0.64	0.66	16.62
Tuyau 9	257	79.2	5.47	1.11	15.67
Tuyau 10	221	16	0.11	0.57	34.66
Tuyau 11	1475	79.2	4.26	0.86	9.89
Tuyau 12	775	28	0.40	0.65	21.53
Tuyau 13	294	55.4	2.42	1.00	20.15
Tuyau 14	359	21	0.18	0.53	22.01
Tuyau 15	495	44	1.58	1.04	28.69
Tuyau 16	706	28	0.36	0.59	18.23
Tuyau 17	498	21	0.26	0.74	39.36
Tuyau 18	443	110.2	10.54	1.10	10.36
Tuyau 19	515	21	0.27	0.77	41.80
Tuyau 20	303	96.8	9.56	1.30	16.35
Tuyau 21	421	16	0.22	1.08	109.36
Tuyau 22	326	96.8	8.75	1.19	13.88
Tuyau 23	109	96.8	8.04	1.09	11.87
Tuyau 24	432	16	0.22	1.11	114.58
Tuyau 25	467	44	1.53	1.00	26.94
Tuyau 26	540	21	0.28	0.57	19.57
Tuyau 27	629	21	0.32	0.66	25.67
Tuyau 29	127	96.8	3.96	0.50	2.80
Tuyau 30	1059	35.2	0.55	0.77	26.96
Tuyau 31	406	21	0.21	0.67	34.64
Tuyau 32	415	21	0.21	0.68	36.02
Tuyau 33	275	79.2	2.85	0.74	8.68
Tuyau 34	390	21	0.22	0.71	38.53
Tuyau 35	261	35.2	0.94	0.98	34.13
Tuyau 36	296	16	0.15	0.48	19.81
Tuyau 37	438	21	0.23	0.72	39.65
Tuyau 38	1051	28	0.54	0.77	26.59
Tuyau 39	753	176.2	17.66	0.73	2.79
Tuyau 40	196	96.8	5.29	0.67	4.72
Vanne 8	Sans valeur	176.2	16.84	0.70	100.00
Vanne 28	Sans valeur	96.8	6.07	0.77	40.00

La simulation a donné les résultats des pressions et des charges au niveau des nœuds, qui sont représentés dans le tableau (VI.4) et la figure (VI.4) ci-dessous :

**Tableau (VI.4) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau**

Nœuds	Demande (l/s)	Élévation (m)	Pression (m)	Charge (m)
2	2.70	634	50.93	684.93
3	2.20	620	55.92	675.92
4	2.62	590	54.25	644.25
5	0.82	551	22.89	573.89
6	1.11	548	21.86	569.86
7	1.44	507	48.28	555.28
8	0.65	499	50.35	549.35
9	0.96	476	59.15	535.15
10	0.71	539	30.30	569.3
11	0.59	526	38.35	564.35
12	0.49	510	49.82	559.82
13	0.44	509	49.52	558.52
14	0.93	500	45.94	545.94
15	0.78	495	22.44	517.44
16	0.69	490	27.02	517.02
17	1.14	465	50.71	515.71
18	0.56	457	50.05	507.05
19	0.54	438	38.63	476.63
20	0.23	450	43.33	493.33
21	0.15	460	29.84	489.84
22	0.22	470	33.85	503.85
23	0.21	480	25.22	505.22
24	0.55	470	34.28	504.28
25	0.32	485	23.30	508.3
26	0.28	490	31.38	521.38
27	0.27	536	11.77	547.77
28	0.22	498	20.30	518.3
29	0.11	540	22.20	562.2
30	0.40	498	40.59	538.59
31	0.36	466	56.28	522.28
32	0.26	460	55.55	515.55
33	0.18	490	51.45	541.45
34	0.94	553	31.26	584.26
35	0.64	580	43.54	623.54
36	0.71	600	57.71	657.71
37	0.15	595	31.71	626.71
38	0.22	500	10.32	510.32
39	0.21	475	30.91	505.91
1	0.82	620	53.89	673.89
40	0.78	509	9.52	518.52
Réservoir SR4	-27.62	693.33	1.00	694.33

Pour le bon fonctionnement des accessoires du réseau, on envisage d'installer deux réducteurs de pression au niveau des tronçons (N3, N5) et (N13, N15) comme illustré dans la figure(VI.3)

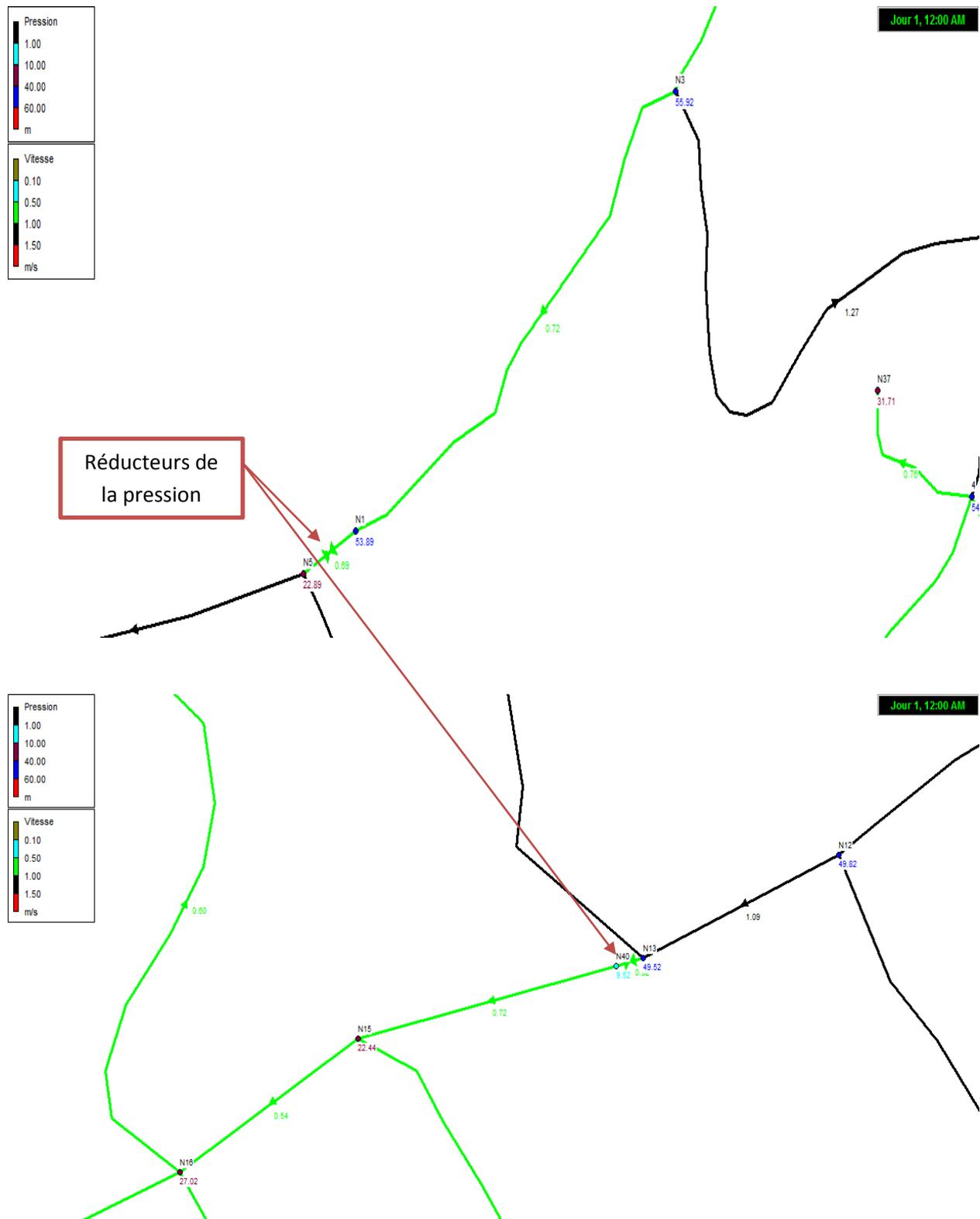


Figure (VI.3) :L'emplacement des deux réducteurs de pression.

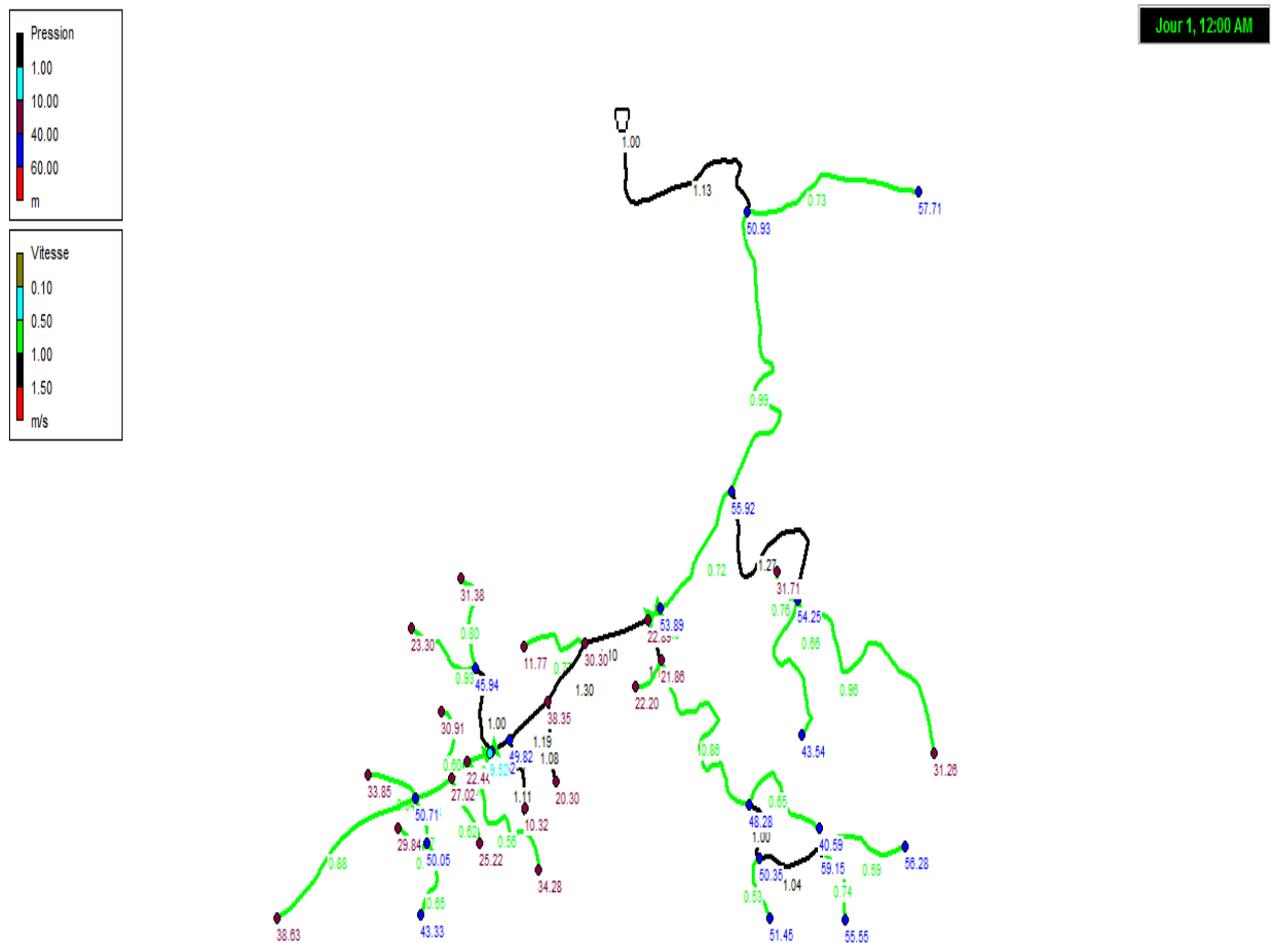


Figure (VI.4) : État des nœuds et des arcs (conduites) du réseau.

## VI.9 Cas de pointe plus incendie

Ce cas, nous permet de vérifier par simulation le choix des diamètres effectué par la vérification de la condition d'incendie, suivant les étapes ci-dessous :

- Il s'agit de refaire la simulation du réseau, avec les mêmes diamètres, en ajoutant un ou plusieurs débits d'incendie (17 l/s) aux points sensibles du réseau ;
- Le diamètre minimal de la conduite où le poteau d'incendie sera installé est 100mm, ou mieux 125mm ;
- La distance maximal entre deux poteau d'incendie est de 400m ;
- Le nombre des débits d'incendie à ajouter dépend de l'importance de la ville et son risque aux incendies ;
- Il faut vérifier que les vitesses dans tous les tronçons seront inférieures à 2,5 m/s et que les pressions dans tous les nœuds est supérieur à 10m ;
- Si ces conditions ne sont pas vérifiées, on modifie les diamètres de certains tronçons et on recommence du début.

Dans notre zone d'étude, on prévoit d'installer un poteau d'incendie sur les tronçons (N2-N3), vu l'impotence du village et aux risques d'incendie aux zones considérables. Donc, on injectera un débit de 17l/s pour le nœud (N3).

Après injection du débit d'incendie, pour le tronçon (N2-N3), on voit que les vitesses ne dépassent pas 2,5 m/s, mais la pression minimale inférieure à 10 m pour les nœuds (N21, N22, N24, N25, N26, N10, N11, N34, N37). (Voir annexe 28).

On propose donc comme solution de changé leur diamètres, dont les vitesses et les pressions sont acceptable, les résultats pour cas de point avec le changement des diamètres sont regroupés dans le tableau(VI.5) et la figure (VI.4) suivant :

**Tableau (VI.5) : Les résultats de la simulation des arcs (conduites) après changement des Diamètres.**

Conduites	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire (m/km)
Tuyau 1	1530	220.4	44.62	1.17	4.98
Tuyau 2	1374	35.2	0.71	0.73	19.81
Tuyau 3	1871	220.4	41.21	1.08	4.30
Tuyau 4	1261	66	4.35	1.27	25.11
Tuyau 5	298	16	0.15	0.76	58.86
Tuyau 6	1821	35.2	0.94	0.96	32.95
Tuyau 7	1246	35.2	0.64	0.66	16.62
Tuyau 9	257	79.2	5.47	1.11	15.67
Tuyau 10	221	16	0.11	0.57	34.66
Tuyau 11	1475	79.2	4.26	0.86	9.89
Tuyau 12	775	28	0.40	0.65	21.53
Tuyau 13	294	55.4	2.42	1.00	20.15
Tuyau 14	359	21	0.18	0.53	22.01
Tuyau 15	495	44	1.58	1.04	28.69
Tuyau 16	706	28	0.36	0.59	18.23
Tuyau 17	498	21	0.26	0.74	39.36
Tuyau 18	443	110.2	10.54	1.10	10.36
Tuyau 19	515	21	0.27	0.77	41.80
Tuyau 20	303	96.8	9.56	1.30	16.35
Tuyau 21	421	16	0.22	1.08	109.36
Tuyau 22	326	96.8	8.75	1.19	13.88
Tuyau 23	109	96.8	8.04	1.09	11.87
Tuyau 24	432	16	0.22	1.11	114.58
Tuyau 25	467	44	1.53	1.00	26.94
Tuyau 26	540	21	0.28	0.57	19.57
Tuyau 27	629	21	0.32	0.66	25.67
Tuyau 29	127	96.8	3.96	0.50	2.80
Tuyau 30	1059	35.2	0.55	0.77	26.96
Tuyau 31	406	21	0.21	0.67	34.64
Tuyau 32	415	21	0.21	0.68	36.02
Tuyau 33	275	79.2	2.85	0.74	8.68
Tuyau 34	390	21	0.22	0.71	38.53

**Tableau (VI.5) : Les résultats de la simulation des arcs (conduites) après changement des Diamètres (Suite et fin).**

Tuyau 35	261	35.2	0.94	0.98	34.13
Tuyau 36	296	16	0.15	0.48	19.81
Tuyau 37	438	21	0.23	0.72	39.65
Tuyau 38	1051	28	0.54	0.77	26.59
Tuyau 39	753	176.2	17.66	0.73	2.79
Tuyau 40	196	96.8	5.29	0.67	4.72
Vanne 8	Sans valeur	176.2	16.84	0.70	100.00
Vanne 28	Sans valeur	96.8	6.07	0.77	40.00

La simulation a donné les résultats des pressions et des charges au niveau des nœuds après changement des diamètres, qui sont représentés dans le tableau (VI.6) et la figure (VI.4)

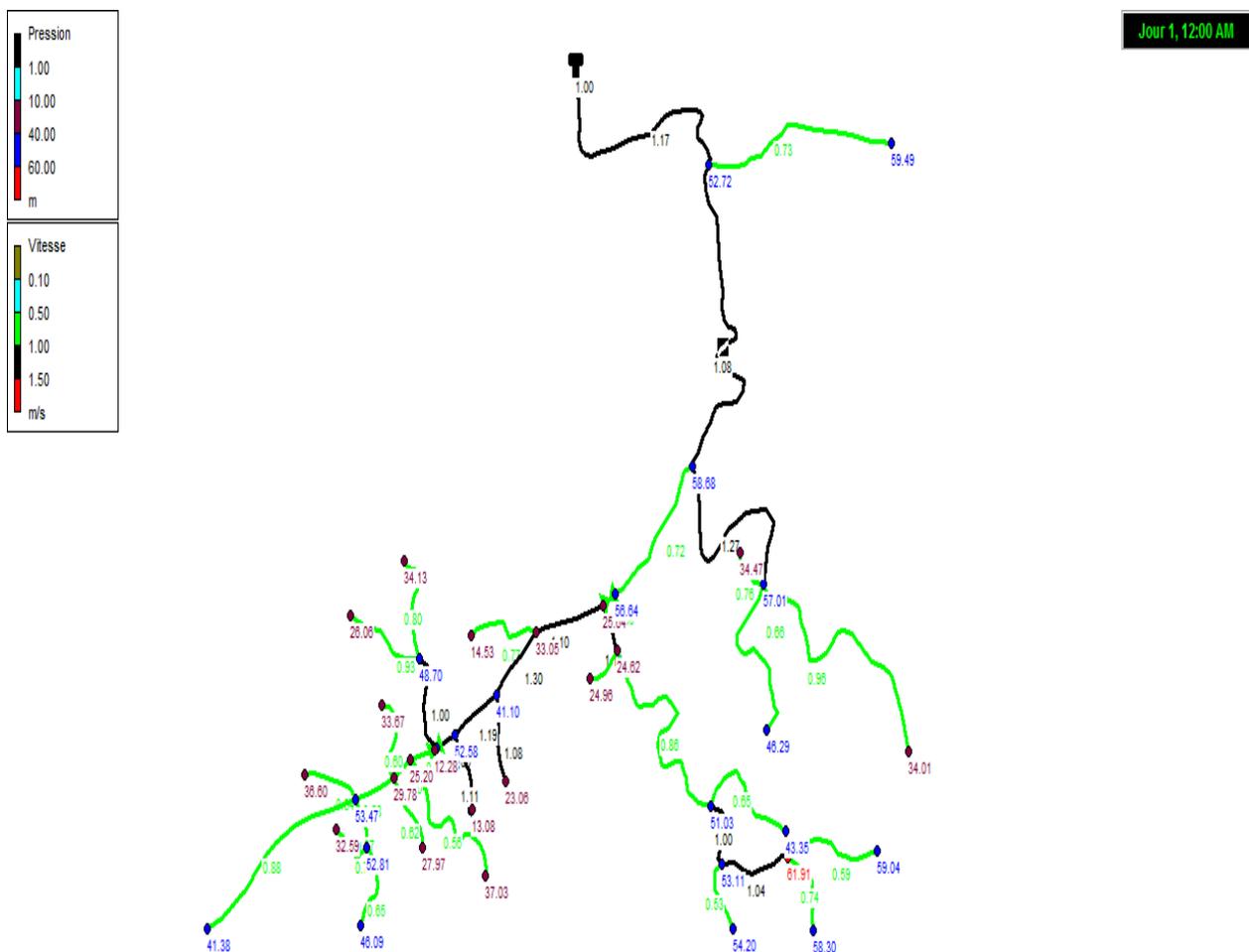
Ci-dessous :

**Tableau (VI.6) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau après Changement des diamètres.**

Nœuds	Demande (l/s)	Élévation (m)	Pression (m)	Charge (m)
2	2.70	634	52.72	686.72
3	19.20	620	58.68	678.68
4	2.62	590	57.01	647.01
5	0.82	551	25.64	576.64
6	1.11	548	24.62	572.62
7	1.44	507	51.03	558.03
8	0.65	499	53.11	552.11
9	0.96	476	61.91	537.91
10	0.71	539	33.05	572.05
11	0.59	526	41.10	567.1
12	0.49	510	52.58	562.58
13	0.44	509	52.28	561.28
14	0.93	500	48.70	548.7
15	0.78	495	25.20	520.2
16	0.69	490	29.78	519.78
17	1.14	465	53.47	518.47
18	0.56	457	52.81	509.81
19	0.54	438	41.38	479.38
20	0.23	450	46.09	496.09
21	0.15	460	32.59	492.59
22	0.22	470	36.60	506.6
23	0.21	480	27.97	507.97
24	0.55	470	37.03	507.03
25	0.32	485	26.06	511.06
26	0.28	490	34.13	524.13
27	0.27	536	14.53	550.53
28	0.22	498	23.06	521.06
29	0.11	540	24.97	564.97
30	0.40	498	43.35	541.35
31	0.36	466	59.04	525.04

**Tableau (VI.6) :** Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau après Changement des diamètres (Suite et fin).

32	0.26	460	58.30	518.3
33	0.18	490	54.20	544.2
34	0.94	553	34.01	587.01
35	0.64	580	46.29	626.29
36	0.71	600	59.49	659.49
37	0.15	595	34.47	629.47
38	0.22	500	13.08	513.08
39	0.21	475	33.67	508.67
1	0.82	620	56.64	676.64
40	0.78	509	12.28	521.28
Réservoir SR4	-44.62	693.33	1.00	694.33



**Figure (VI.5) :** Résultats de la simulation dans le cas de pointe après changement des Diamètres.

Les diamètres finals obtenus dans cette simulation sont représenté dans le tableau (VI.7).

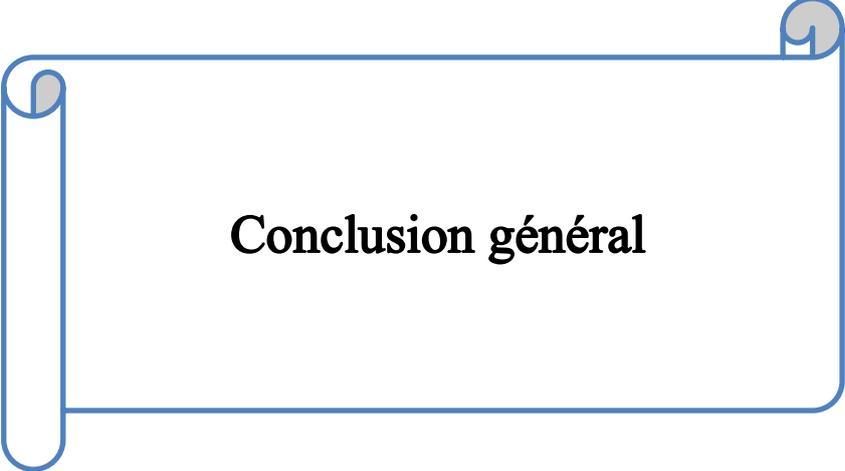
*Tableau (VI.7) : Présentation des différents diamètres obtenus.*

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>Longueur (m)</b>
250	1530
40	1374
250	1871
75	1261
20	298
40	1821
40	1246
90	257
20	221
90	1475
32	775
63	294
25	359
50	495
32	706
25	498
125	443
25	515
110	303
20	421
110	326
110	109
20	432
50	467
25	540
25	629
110	127
40	1059
25	406
25	415
90	275
25	390
40	261
20	296
25	438
32	1051
200	753
110	196

**VI.10 Conclusion**

Dans ce chapitre, à l'aide de l'utilisation du logiciel EPANET on a déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les pressions aux nœuds, et les vitesses au niveau de chaque tronçon. La vérification a été effectuée pour le cas de pointe et pour le cas de pointe plus l'incendie.

Cette vérification a pour but d'assurer le bon fonctionnement du réseau de distribution de La zone I (Taghrast et Tidjounane).



**Conclusion général**

## Conclusion générale

À travers l'étude présentée, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur le système d'alimentation en eau potable de la commune de Chemini. Durant notre étude, nous nous sommes intéressés au côté technico-économique afin d'assurer une bonne conception, dimensionnement et réalisation du projet.

En réalisant une collecte de données relatives aux besoins, l'estimation des besoins journaliers à l'horizon 2045 avec un nombre d'habitants estimé à 32 631 sera de 7156.355 m<sup>3</sup>/j, soit 82,82 l/s.

Afin d'assurer l'acheminement de l'eau vers la zone d'étude concernée, nous avons projeté quatre (04) réservoirs et six (06) stations de reprise.

La réalisation de ce projet a nécessité la prise en compte des caractéristiques hydrauliques pour le dimensionnement des conduites. Après une étude technico-économique, nous avons choisi les diamètres tout en respectant les conditions relatives aux vitesses acceptables.

Dans le cas de l'adduction gravitaire et afin d'augmenter les pertes de charge, des vannes papillons ont été préconisés. Le matériau des conduites adopté pour la chaîne d'adduction est le PEHD (PN10, PN16 et PN20).

Le choix des pompes a été porté sur les pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal pour les différentes pompes des stations de reprise. Ce choix a été réalisé à l'aide du catalogue numérique Caprari. Par conséquent, on a obtenu les résultats suivants : six (6) pompes pour les stations de reprise SR1, SR2, SR3, SR4, SR5, et SR6 : les pompes de types (PM 125/2D), (PM 150/6B), (PML 125/ 3D), (PML 150 /7B), (MEC-MR 80-2/2C) et (HMU50-2/ 3D) respectivement.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite. On a constaté que les tronçons d'adduction par refoulement (SR1-SR2), (SR2-SR3), (SR3-SR4), (SR4-SR5), (SR5-R<sub>Ait Soula</sub>), (SR6-R<sub>Semaoune</sub>) sont menacés par le coup de bélier dans lesquels apparaît une surpression qui peut les endommager. De ce fait nous avons dimensionné des réservoirs d'air ayant les capacités 0.35 m<sup>3</sup>, 0.65 m<sup>3</sup>, 0.55 m<sup>3</sup>, 0.30 m<sup>3</sup>, 0.25 m<sup>3</sup> et 0.05 m<sup>3</sup> pour ces tronçons respectivement.

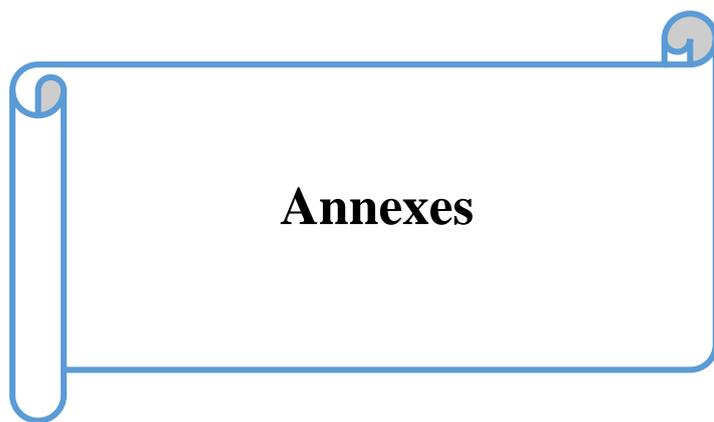
Quant aux tronçons d'adduction gravitaire, on a proposé l'utilisation des vannes à fermeture lente, pour éviter l'apparition de ce phénomène.

La conception et le dimensionnement du réseau de distribution de la commune de Chemini a été effectué avec EPANET. Pour ajuster notre réseau aux conditions de fonctionnement adéquates, on a envisagé d'installer deux réducteurs de pression au niveau des tronçons (N3, N5) et (N13, N15) ayant une consigne de 100 m et 40 m respectivement.

À la lumière de ce travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ. Aussi nous espérons que le mémoire sera utile aux études à venir dans le domaine de l'alimentation en eau potable.

### Bibliographie

- [1] Données (situation géographique, relief, topographie, pluviométrie, RGPH 2008, levé topographique de la zone d'étude... etc.). Recueillies auprès du Bureau d'ingénierie et d'Etudes technique AD ENGINEERING, Aimad DEHDOUH.
- [2] **SADJI, S.** : «étude des reseaux d'aep des villages tercha,m'larbaa,bethlou,bonor ,iboundedjdamen tala n'savoun de la commune d'ekseur », Mémoire de fin de cycle, Université de Bejaia, 2018.
- [3] **DUPONT, A.** : « Hydraulique urbaine : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux », Tome II,. Edition EYROLLES, 1979.
- [4] **KECHEMIR, M.** : Contribution à l'amélioration de l'A.E.P. des villages Bouatba, Timtinguelt, Ighalen et le chef-lieu de la Commune de Souama. Calcul hydraulique avec le Water CAD version 6.5. Thèse d'ingénieur en Agronomie U.M.M.T.O, (2006).
- [5] **CHOUIREF, N.et SLIMANI, N.** : « étude d'alimentation en eau potable de la commune de haizer wilaya de Bouira», Mémoire de fin de cycle, Université de Bejaia, 2018.
- [6] **AREZKI, H. et BOUALI, F.** : Contribution à l'étude de renforcement et de réhabilitation de la chaine d'A.E.P. de la Commune de Mekla à partir du barrage de Taksebt. Thèse d'ingénieur en Agronomie U.M.M.T.O, (2008).
- [7] **BONVIN J.** : Hydraulique urbaine 1.Captages-Réseauxd'adduction-Réservoirs-Réseaux de distribution, Edition 2005.
- [8] **AUMAR, N. AIT ARAB, M.** : «Renforcement en alimentation en eau potable de la commune de BOUZEGUENE (W.Tizi Ouzou) à partir du barrage Tichy-Haf (W.Béjaia) », Mémoire de fin de cycle, Université de Bejaia, 2018.
- [9] **BENDAHMANE, I. et OUBELAGHA, N.** : « Renforcement de l'AEP de Ouadhias et Taguemount El Djedid à partir de Takhoukht (Wilaya de Tizi-Ouzou). Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2007.
- [10] **BRIERE, F, G.** : Distribution et collecte des eaux, Edition presses internationales polytechniques, 2012.
- [11] **BARKOU, F.** : Dimensionnement des réseaux de distribution d'eau potable et D'Assainissement séparatif des eaux usées de l'agglomération d'Ait Sidi Ali Commune de Barbacha (W) de Bejaia». Projet de fin d'études, Université de Bejaia, 2008.
- [12] **MANUEL DE L'UTILISATEUR** : EPANET 2.0 Simulation Hydraulique et Qualité pour les réseaux d'Eau sous Pression. 2003.
- [13] **Cours logiciel 3ème année hydraulique urbaine**, Université de Bejaia, 2016.
- [14] **AMARA, L.** : Note de calcul du coup de bélier.



*Annexe (I) : Régime de consommation des agglomérations*

Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation ( $k_{max}$ )											
	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 - 1	3.50	3.35	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 - 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 - 3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3 - 4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4 - 5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5 - 6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6 - 7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7 - 8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8 - 9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9 - 10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10 - 11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11 - 12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12 - 13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13 - 14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14 - 15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15 - 16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16 - 17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17 - 18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	9.40
18 - 19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19 - 20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20 - 21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21 - 22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22 - 23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23 - 24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

*Annexe (2) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD (PN10)*

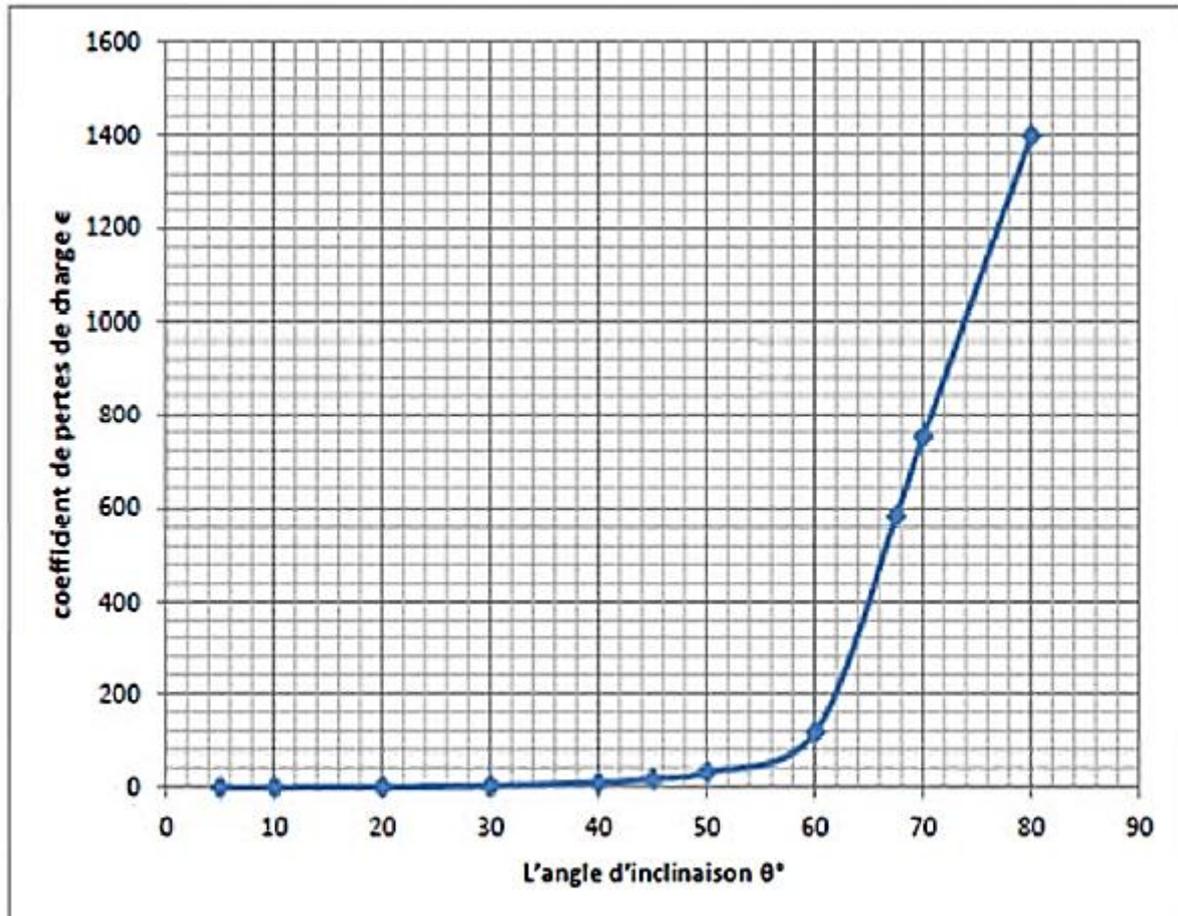
Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	2,0	40,15
25	2,0	51,23
32	2,0	64,47
40	2,4	97,69
50	3,0	150,53
63	3,8	238,48
75	4,5	338,61
90	5,4	446,80
110	6,6	665,64
125	7,4	843,99
160	9,5	1382,45
200	11,9	2162,92
250	14,8	3357,81
315	18,7	5057,83
400	23,7	8115,39
500	29,7	12616,15
630	37,4	19980,32

*Annexes (3) : Les caractéristiques des conduites en PEHD (PN16)*

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

*Annexe (4) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD (PN20)*

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	3,0	44,46
25	3,5	70,86
32	4,4	109,64
40	5,5	171,15
50	6,9	265,07
63	8,6	423,18
75	10,3	595,00
90	10,1	794,01
110	12,3	1175,74
125	14,0	1490,27
160	17,9	2423,58
200	22,4	3793,42
250	27,9	5900,88
315	35,2	9015,89
400	44,7	14529,62
500	55,8	22624,58
630	70,3	35945,05

*Annexe (5) : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture*

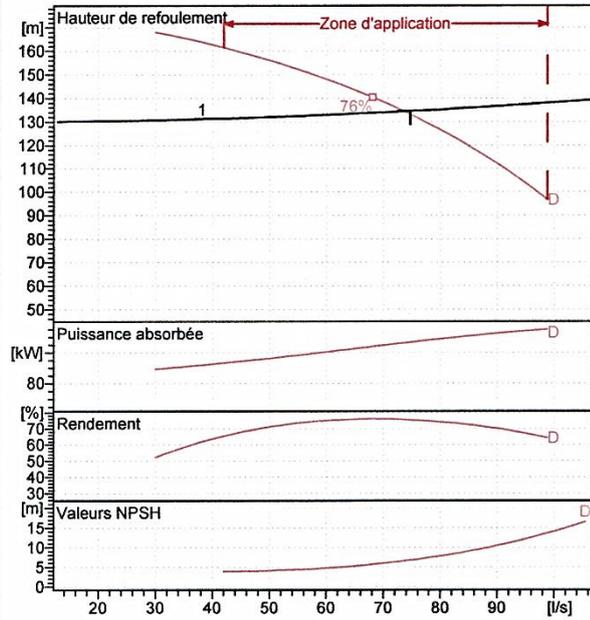
Annexe (6) : Courbe caractéristique de la pompe SRI.



COMPANY WITH INTEGRATED  
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV  
= ISO 9001:2000 =  
ISO 14001:2004

<b>PM 125/ 2 D</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	74,7 l/s
Hauteur de refoulement	135 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	74,7 l/s
Hauteur de refoulement	135 m
Puissance absorbée	133 kW
Rendement	75,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	176 m
Orif. de refoulement	DN 125 (UNI PN40)
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2970 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	160 kW
Intensité nominale	266 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
P2 maxi arbre pompe	522 kW
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	1410 kg

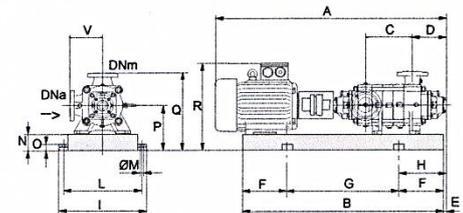
<b>Matériaux</b>	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



**Caractéristiques de fonctionnement** ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

- Dimensions mm**
- A = 2198
  - B = 1780
  - C = 245
  - D = 337
  - DNa = 150/PN8-25
  - DNm = DN 125 (UNI PN40)
  - E = 181
  - F = 300
  - G = 1180
  - H = 481
  - I = 760
  - L = 710
  - M = 22
  - N = 160
  - O = 50
  - P = 475
  - Q = 795
  - R = 941
  - V = 320



Notes:

Date 07.05.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

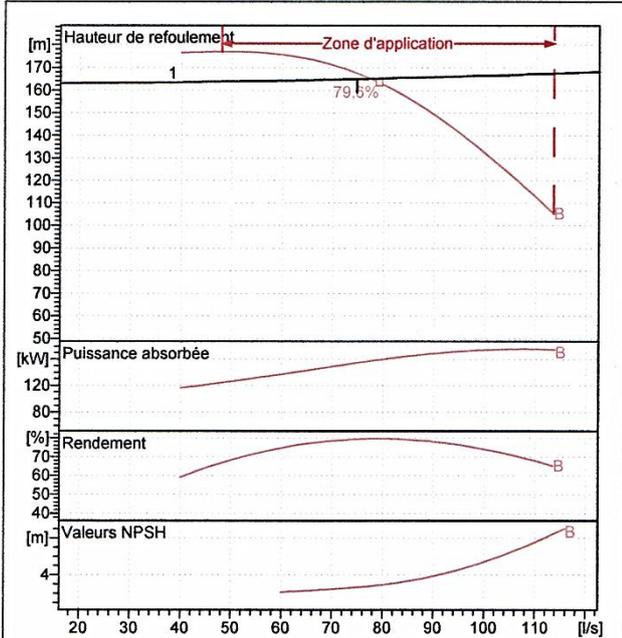
Annexe (7) : Courbe caractéristique de la pompe SR2.



COMPANY WITH INTEGRATED  
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV  
= ISO 9001:2000 =  
ISO 14001:2004

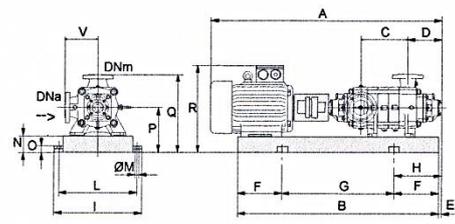
<b>PM 150/ 6 B</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	74,7 l/s
Hauteur de refoulement	165 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	74,7 l/s
Hauteur de refoulement	165 m
Puissance absorbée	155 kW
Rendement	79,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	213 m
Orif. de refoulement	DN 150 (UNI PN40)
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1480 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	200 kW
Intensité nominale	203 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
P2 maxi arbre pompe	348 kW
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	2338 kg

<b>Matériaux</b>	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement					ISO 9906 GRADE 2
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	

- Dimensions mm
- A = 3067
  - B = 2467
  - C = 860
  - D = 351
  - DNa = 200/PN8-25
  - DNm = DN 150 (UNI PN40)
  - E = 241
  - F = 400
  - G = 1667
  - H = 641
  - I = 870
  - L = 820
  - M = 20
  - N = 160
  - O = 42
  - P = 475
  - Q = 845
  - R = 941
  - V = 370



Notes:			
Date 07.05.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°

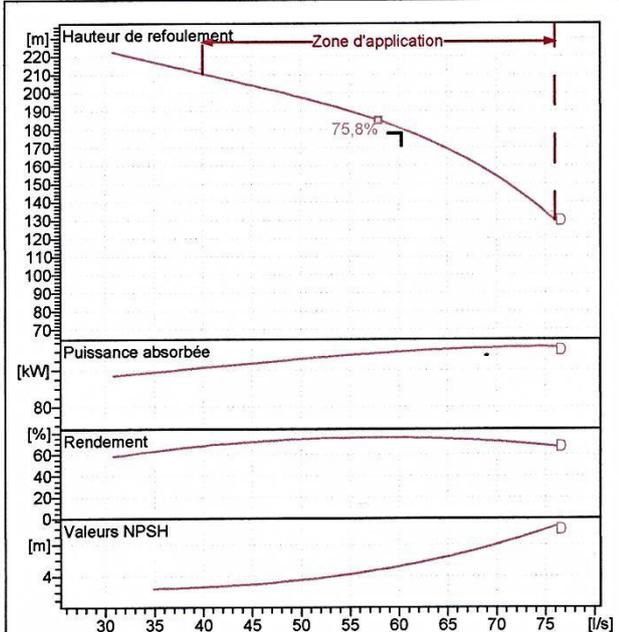
Annexe (8) : Courbe caractéristique de la pompe SR3.



COMPANY WITH INTEGRATED  
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV  
= ISO 9001:2000 =  
ISO 14001:2004

<b>PML 125/ 3 D</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	60,3 l/s
Hauteur de refoulement	178 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	60,3 l/s
Hauteur de refoulement	178 m
Puissance absorbée	140 kW
Rendement	75,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	247 m
Orif. de refoulement	DN 125 (UNI PN40)
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2970 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	160 kW
Intensité nominale	266 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
P2 maxi arbre pompe	522 kW
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	1421 kg

<b>Matériaux</b>	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

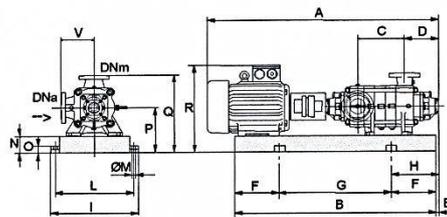


**Caractéristiques de fonctionnement** ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

A = 2294

Dimensions mm



Notes:

Date 15.06.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

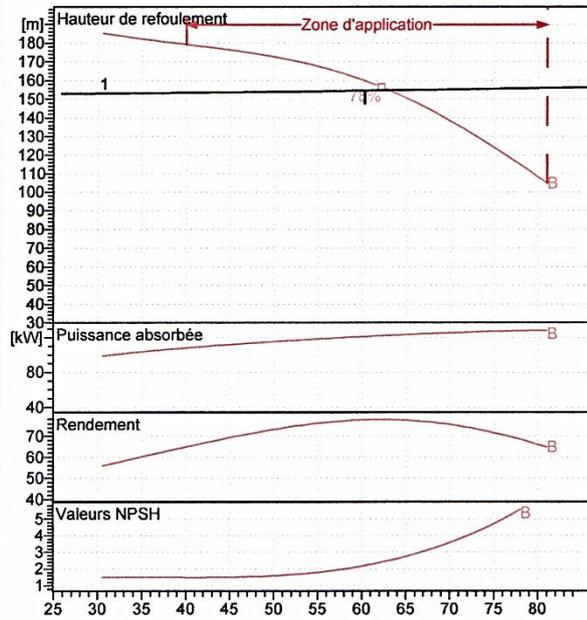
Annexe (9) : Courbe caractéristique de la pompe SR4.



COMPANY WITH INTEGRATED  
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV  
= ISO 9001:2000 =  
ISO 14001:2004

<b>PML 150/ 7 B</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	60,3 l/s
Hauteur de refoulement	154 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	60,3 l/s
Hauteur de refoulement	154 m
Puissance absorbée	121 kW
Rendement	77,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	224 m
Orif. de refoulement	DN 150 (UNI PN40)
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1480 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	132 kW
Intensité nominale	226 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
P2 maxi arbre pompe	348 kW
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	1944 kg

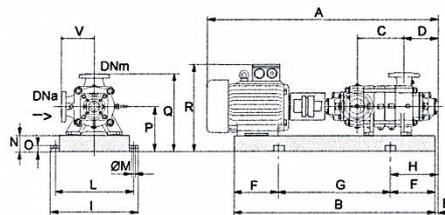
<b>Matériaux</b>	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



**Caractéristiques de fonctionnement** ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

- Dimensions mm**
- A = 2936
  - B = 2541
  - C = 985
  - D = 351
  - DNa = 200/PN8-25
  - DNm = DN 150 (UNI PN40)
  - E = 241
  - F = 400
  - G = 1741
  - H = 641
  - I = 870
  - L = 820
  - M = 22
  - N = 160
  - O = 50
  - P = 475
  - Q = 845
  - R = 940
  - V = 370



Notes:

Date 07.05.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

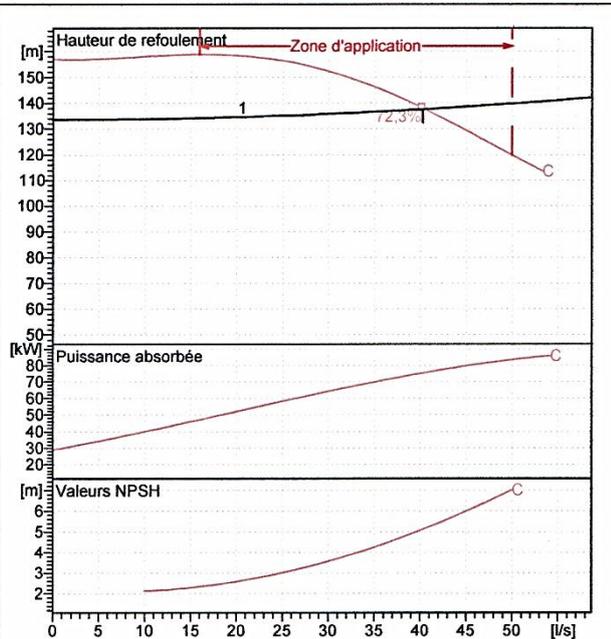
Annexe (10) : Courbe caractéristique de la pompe SR5.



COMPANY WITH INTEGRATED  
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV  
= ISO 9001:2000 =  
ISO 14001:2004

<b>MEC-MR 80-2/2C</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	40,3 l/s
Hauteur de refoulement	138 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	40,3 l/s
Hauteur de refoulement	138 m
Puissance absorbée	75,4 kW
Rendement	72,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	157 m
Orif. de refoulement	DN80/ PN10
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	90 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	866 kg

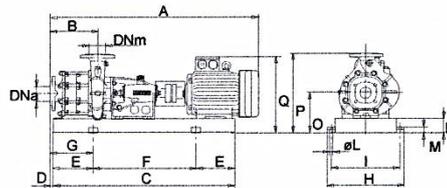
<b>Matériaux</b>	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Bague d'usure	Fonte
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



**Caractéristiques de fonctionnement** ISO 9906-A

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

- Dimensions mm**
- A = 1777
  - B = 250
  - C = 1305
  - D = 302
  - DNa = 100/PN16
  - DNm = 80/PN10
  - E = 200
  - F = 905
  - G = 502
  - H = 680
  - I = 630
  - L = 20
  - M = 45
  - N = 140
  - O = 420
  - P = 745
  - Q = 910



Notes:

Date 07.05.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

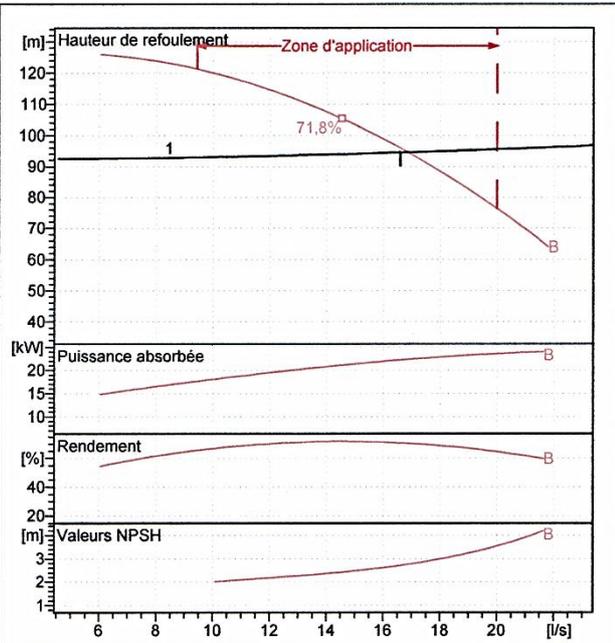
Annexe (II) : Courbe caractéristique de la pompe SR6.



COMPANY WITH INTEGRATED  
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV  
= ISO 9001:2000 =  
ISO 14001:2004

<b>HMU50-2/ 3B</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	16,6 l/s
Hauteur de refoulement	94,5 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	16,6 l/s
Hauteur de refoulement	94,5 m
Puissance absorbée	22,3 kW
Rendement	70,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	122 m
Orif. de refoulement	DN50 (UNI PN40)
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	30 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	404 kg

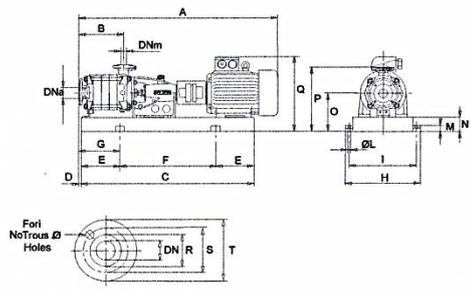
<b>Matériaux</b>	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



**Caractéristiques de fonctionnement** ISO 9906 GRADE 2

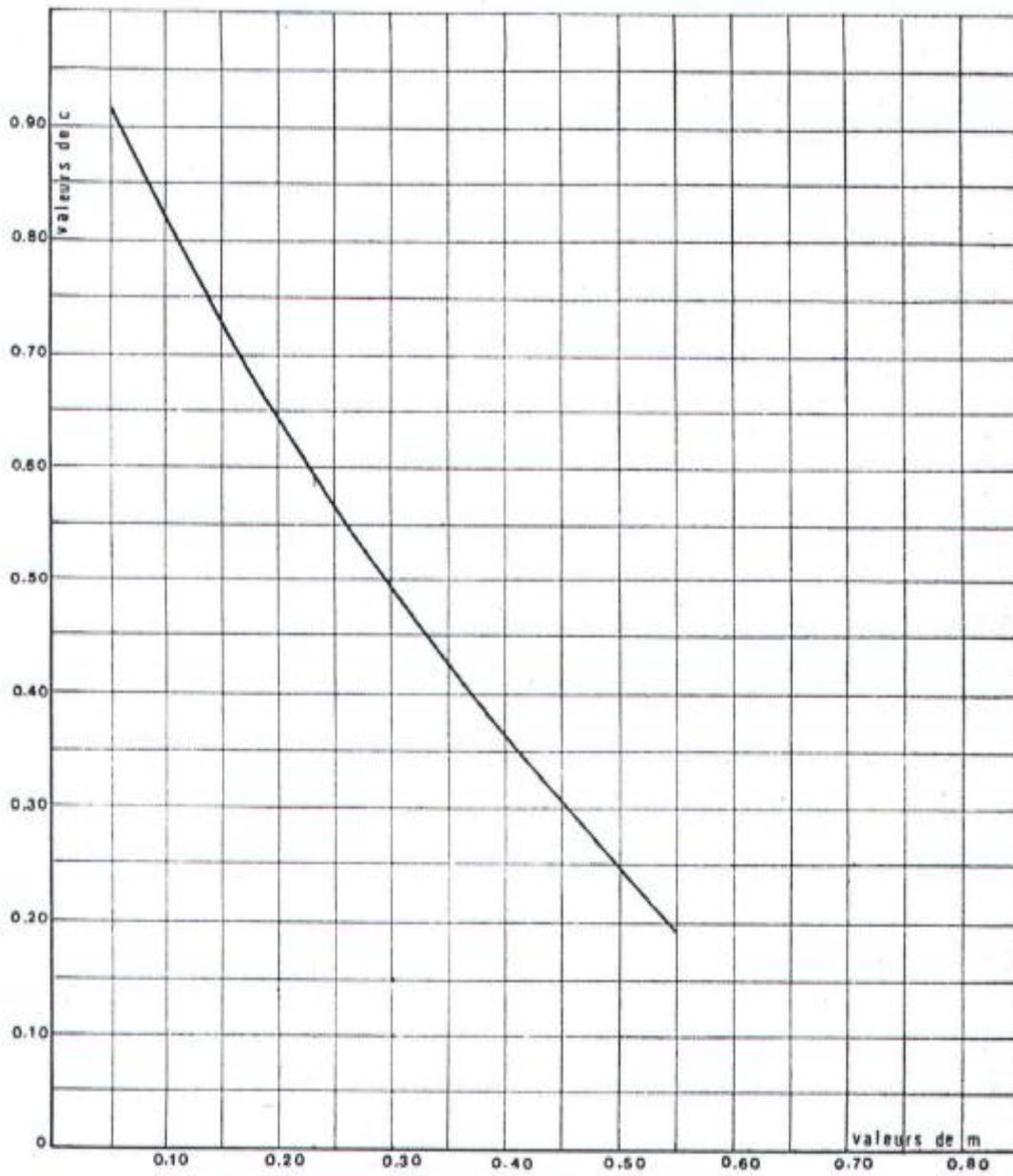
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

- Dimensions mm**
- A = 1558
  - B = 284
  - C = 1049
  - D = 338
  - DNa = 80/PN16
  - DNa Fori/Holes No = 8
  - DNm = 50/PN40
  - DNm Fori/Holes No = 4
  - E = 175
  - F = 699
  - Fori/Holes ø = 18
  - G = 513
  - H = 530
  - I = 480
  - L = 20
  - M = 42
  - N = 100
  - O = 300
  - P = 500
  - Q = 594
  - R a = 130
  - R m = 102
  - S a = 160
  - S m = 125
  - T a = 200
  - T m = 165

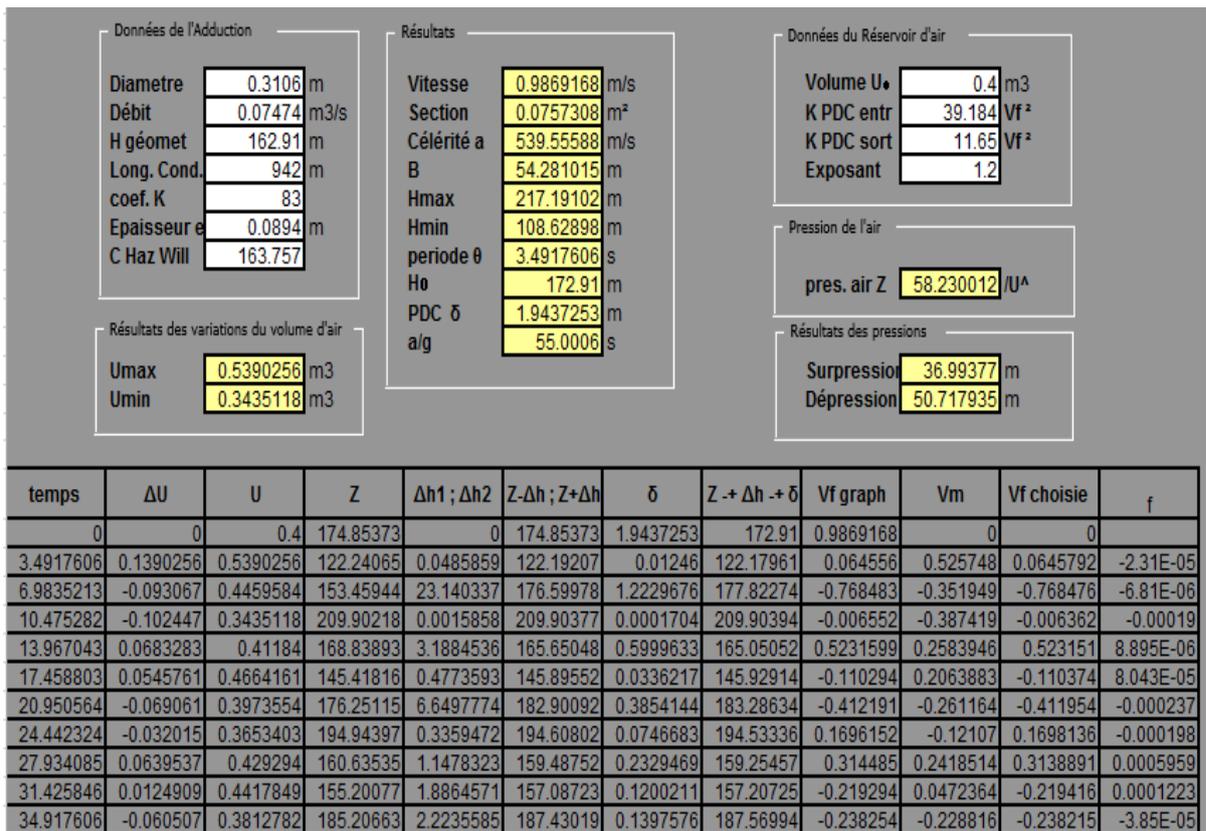


Notes:

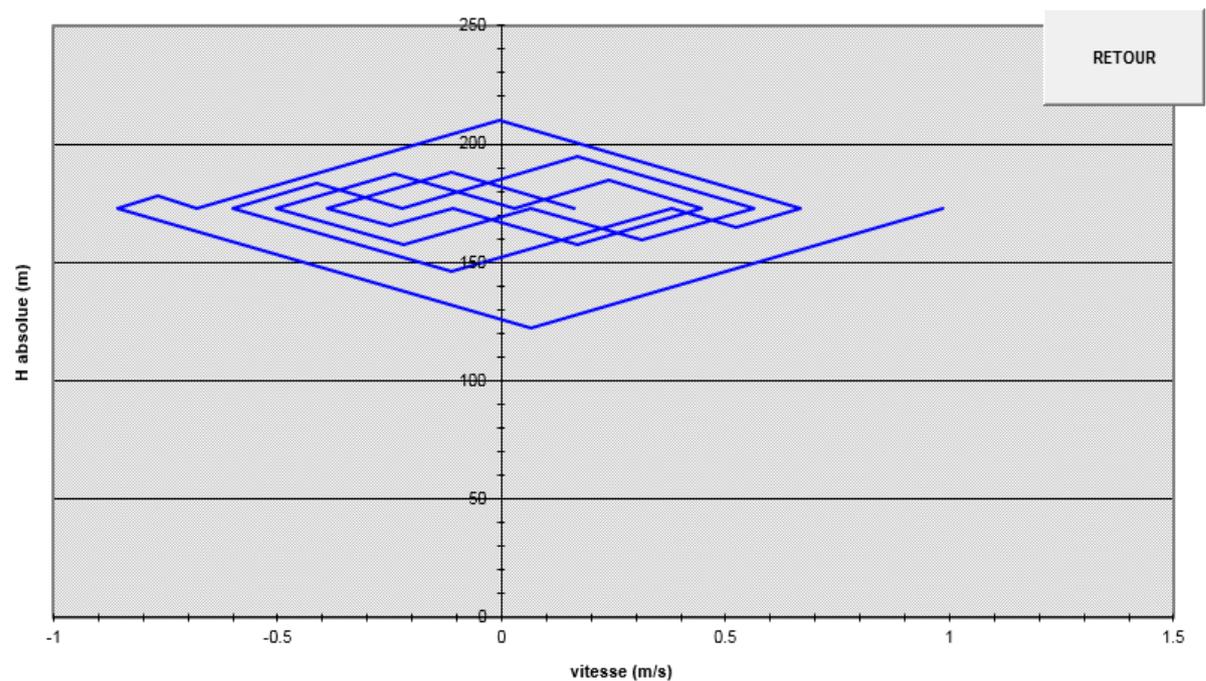
Date 07.05.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

*Annexe (12) : Coefficient de perte de charge (C) dans une tuyère*

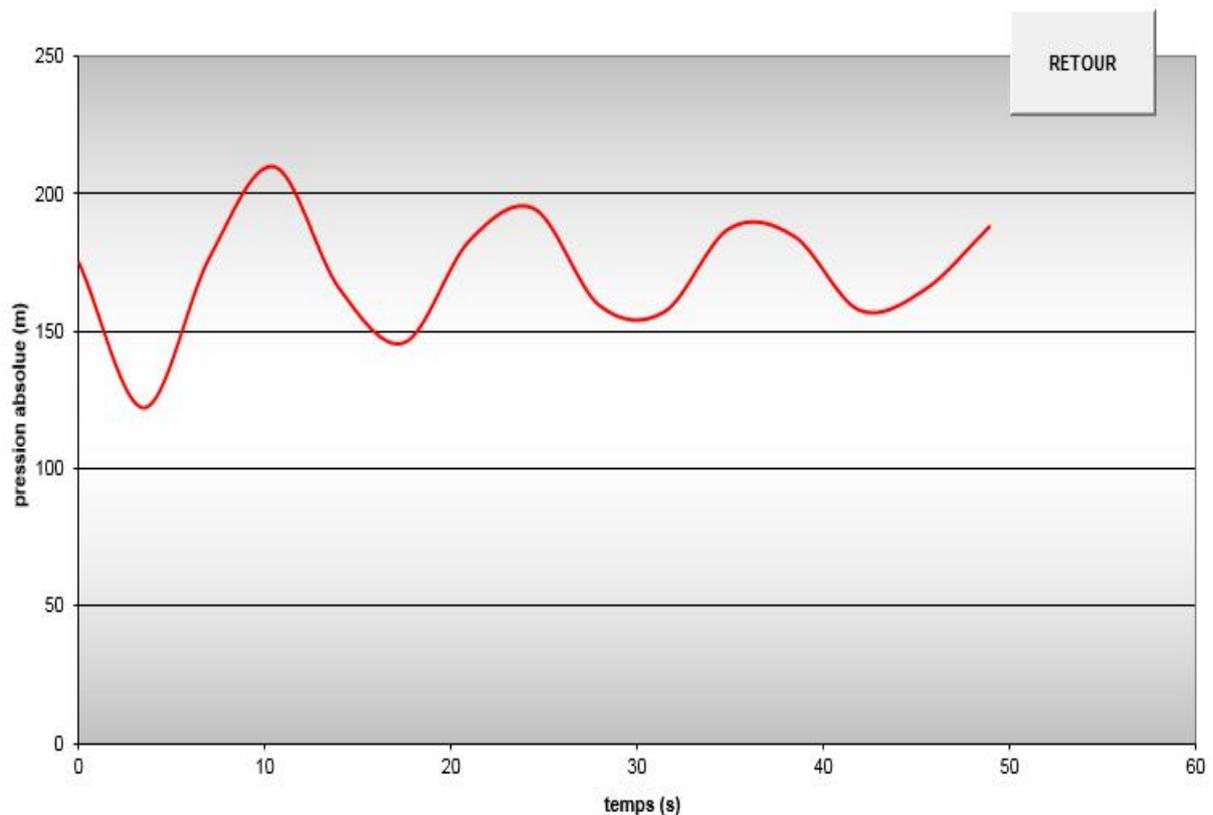
Annexe(13) : Tableau de calcul du réservoir d'air de tronçon (SR2-SR3).



Annexe(14) : Epure de BERGERON pour le tronçon (SR2-SR3).



Annexe(15) : Variation de pression absolue pour le tronçon (SR2-SR3).

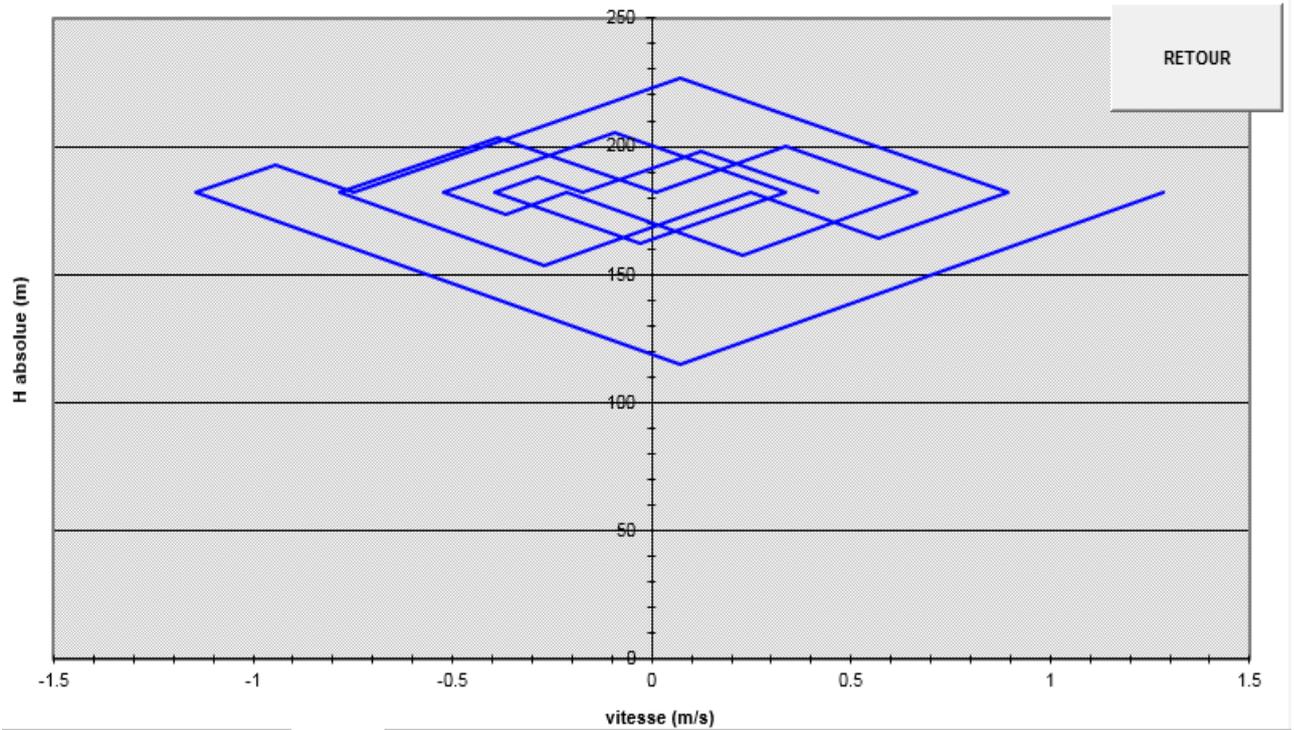
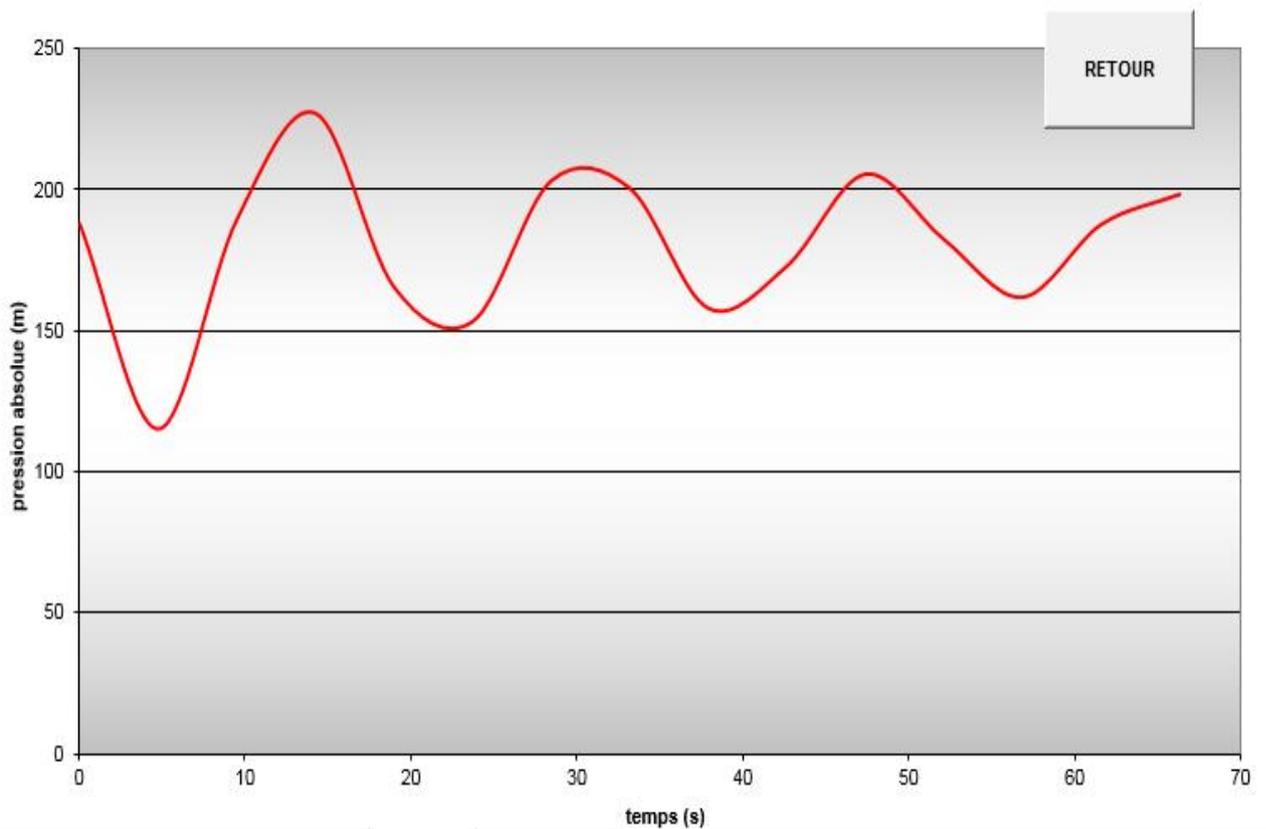


Annexe(16) : Tableau de calcul du réservoir d'air de tronçon (SR3-SR4).

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0.2446 m	Vitesse	1.2839105 m/s	Volume U	0.3 m <sup>3</sup>
Débit	0.0603 m <sup>3</sup> /s	Section	0.0469659 m <sup>2</sup>	K PDC entr	39.185 Vf <sup>2</sup>
H géomet	171.85 m	Célérité a	539.54532 m/s	K PDC sort	10.944 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond.	1279 m	B	70.614465 m	Exposant	1.2
coef. K	83	Hmax	242.46446 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0.0704 m	Hmin	101.23554 m	pres. air Z	44.277938 U <sup>A</sup>
C Haz Will	159.974	periode θ	4.741029 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	181.85 m	Surpression	45.152231 m
Umax	0.4507956 m <sup>3</sup>	PDC δ	5.9267781 m	Dépression	66.715254 m
Umin	0.2560789 m <sup>3</sup>	a/g	54.999523 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0.3	187.77678	0	187.77678	5.9267781	181.85	1.2839105	0	0	
4.741029	0.1507956	0.4507956	115.1892	0.054458	115.13475	0.027487	115.10726	0.0703956	0.6772258	0.0705412	-0.000146
9.482058	-0.097442	0.3533532	154.28958	35.050432	189.34001	3.3648785	192.70489	-0.945756	-0.437616	-0.945773	1.668E-05
14.223087	-0.097274	0.2560789	227.05905	0.0568152	227.00223	0.028587	226.97364	0.0720443	-0.43686	0.0720517	-7.34E-06
18.964116	0.0714648	0.3275437	168.99129	3.5538021	165.43749	1.3166708	164.12082	0.5701299	0.3209495	0.5698474	0.0002825
23.705145	0.0335356	0.3610792	150.33648	2.8276676	153.16415	0.3270438	153.49119	-0.267841	0.1506088	-0.26863	0.0007891
28.446174	-0.072999	0.2880804	197.13823	5.870151	203.00838	0.6432097	203.65159	-0.387064	-0.327839	-0.387048	-1.6E-05
33.187203	-0.005434	0.2826463	201.69516	1.2520476	200.44311	0.5011089	199.942	0.3382805	-0.024405	0.338238	4.25E-05
37.928232	0.0629507	0.345597	158.4541	0.5648655	157.88923	0.2397929	157.64944	0.2272148	0.2827128	0.2271875	2.722E-05
42.669261	-0.015625	0.329972	167.50001	5.2930838	172.79309	0.5844369	173.37753	-0.366846	-0.070172	-0.367531	0.0006859
47.41029	-0.051184	0.2787885	205.04893	0.3331103	205.38205	0.0451336	205.42718	-0.092212	-0.229866	-0.092201	-1.14E-05

*Annexe(17) : Epure de BERGERON pour le tronçon (SR3-SR4).**Annexe(18) : Variation de pression absolue pour le tronçon (SR3-SR4).*

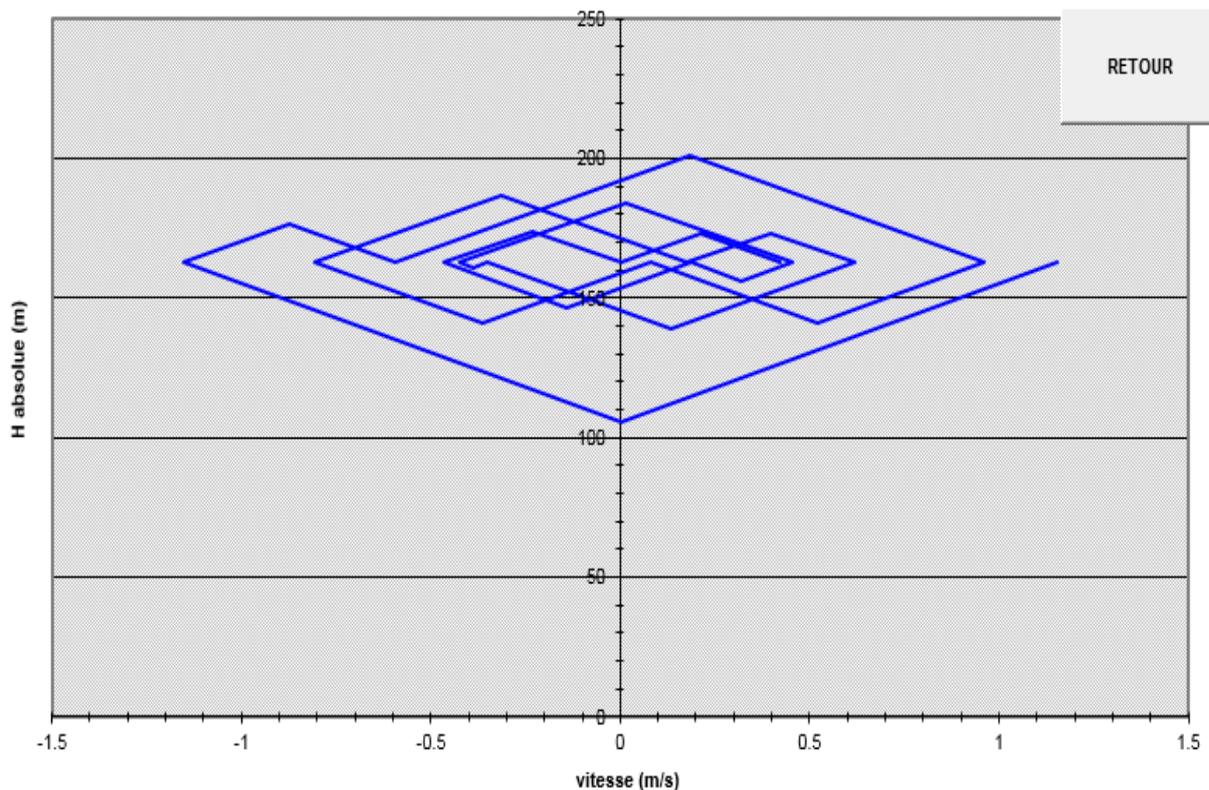
Annexe(19) : Tableau de calcul du réservoir d'air de tronçon (SR4-SR5).

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0.2578 m	Vitesse	1.1557977 m/s	Volume U <sub>0</sub>	0.15 m <sup>3</sup>
Débit	0.0603 m <sup>3</sup> /s	Section	0.0521718 m <sup>2</sup>	K PDC entr	39.185 Vf <sup>2</sup>
H géomet	152.59 m	Célérité a	481.70739 m/s	K PDC sort	10.944 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond.	530 m	B	56.753955 m	Exposant	1.2
coef. K	83	Hmax	209.34395 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0.0572 m	Hmin	95.836045 m	pres. air Z	16.879897 /U <sup>Δ</sup>
C Haz Will	161.416	periode θ	2.200506 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	162.59 m	Surpression	38.311709 m
Umax	0.2164336 m <sup>3</sup>	PDC δ	1.8699998 m	Dépression	56.669497 m
Umin	0.1267622 m <sup>3</sup>	a/g	49.103709 s		

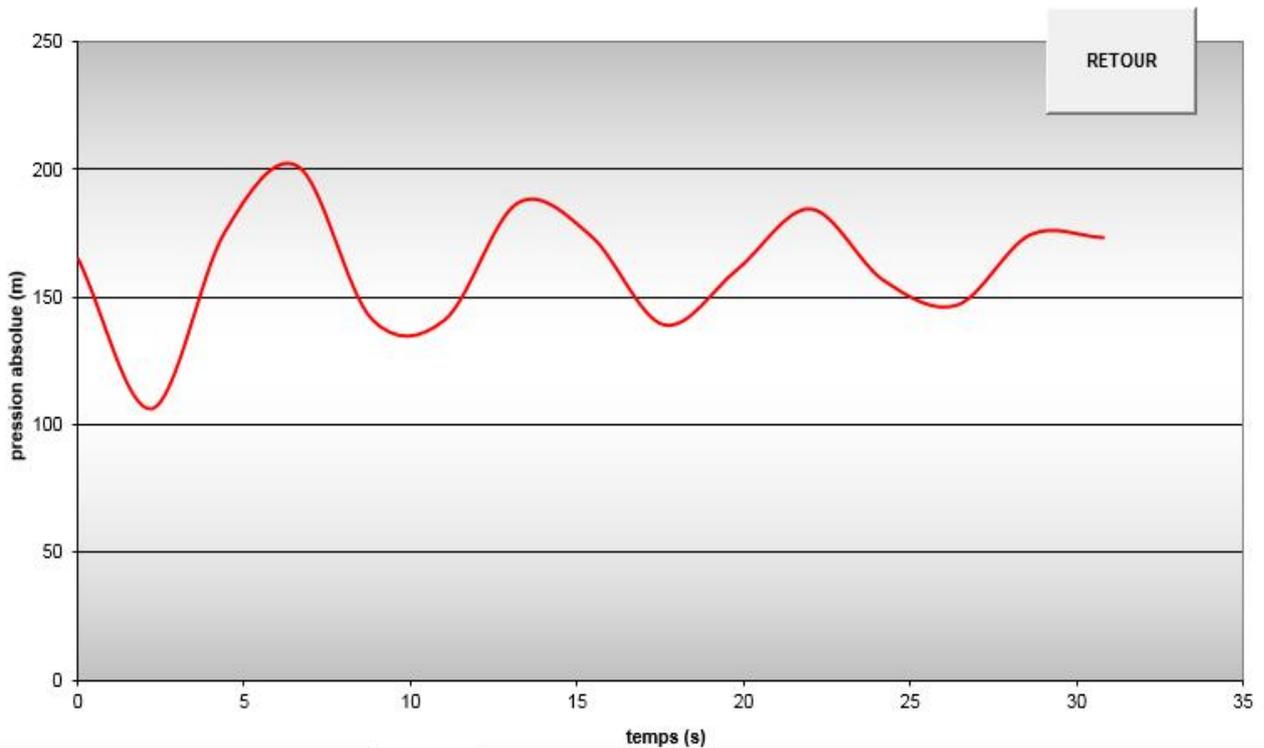
  

temps	ΔU	U	Z	Δh1; Δh2	Z-Δh; Z+Δh	δ	Z.+ Δh .+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0.15	164.46	0	164.46	1.8699998	162.59	1.1557977	0	0	
2.200506	0.0664336	0.2164336	105.92053	2.593E-05	105.9205	8.837E-06	105.92049	0.0017198	0.5786685	0.0015393	0.0001805
4.401012	-0.050067	0.166367	145.24093	29.915135	175.15607	1.1138596	176.26993	-0.873766	-0.436104	-0.873747	-1.88E-05
6.601518	-0.039605	0.1267622	201.27139	0.3696852	200.90171	0.0620754	200.83963	0.1837831	-0.344977	0.1837926	-9.45E-06
8.802024	0.0404822	0.1672444	144.32707	2.9757444	141.35132	0.4282101	140.92311	0.5214918	0.3526196	0.5214465	4.524E-05
11.00253	0.0090942	0.1763386	135.44186	5.1638614	140.60572	0.2189626	140.82468	-0.363008	0.0792146	-0.363017	9.61E-06
13.203036	-0.038901	0.1374378	182.65956	3.880041	186.5396	0.168042	186.70764	-0.315102	-0.338845	-0.314672	-0.00043
15.403542	0.0046973	0.1421351	175.4398	1.720566	173.71924	0.2578333	173.4614	0.3974516	0.040916	0.396504	0.0009475

Annexe(20) : Epure de BERGERON pour le tronçon (SR4-SR5).



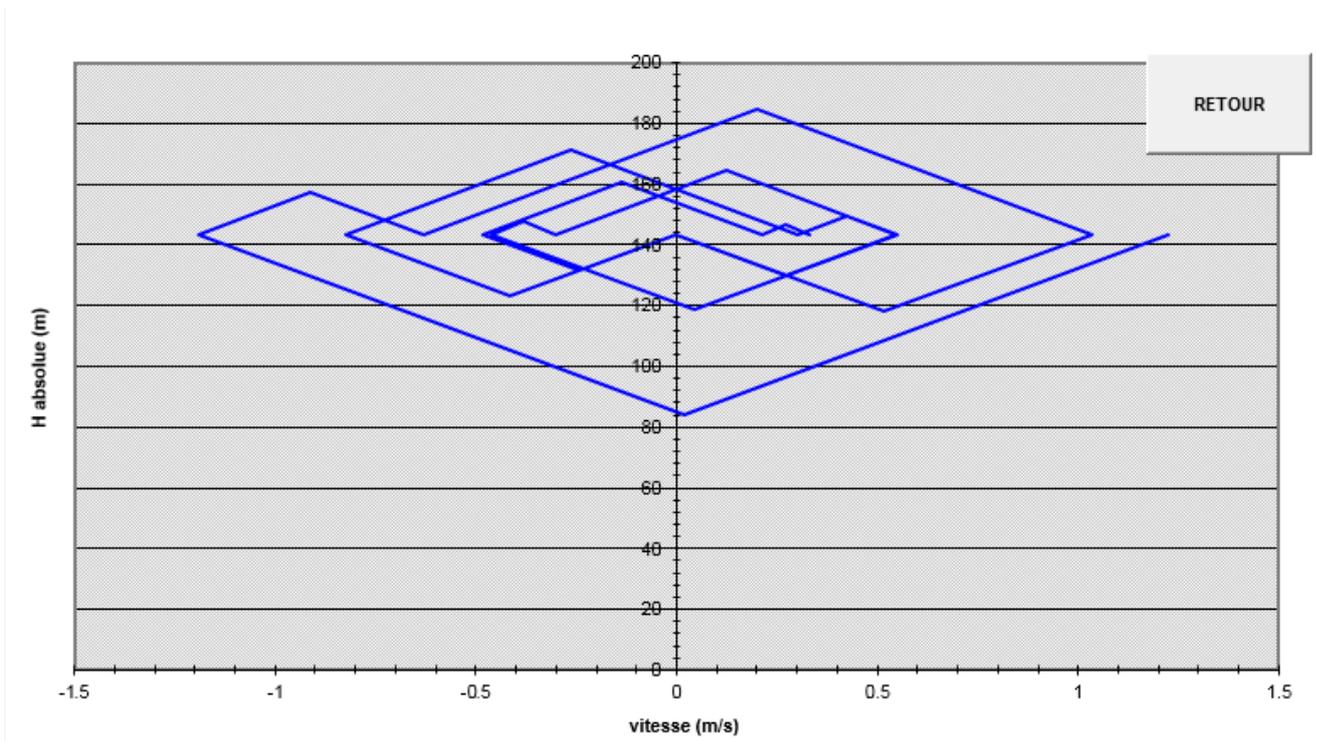
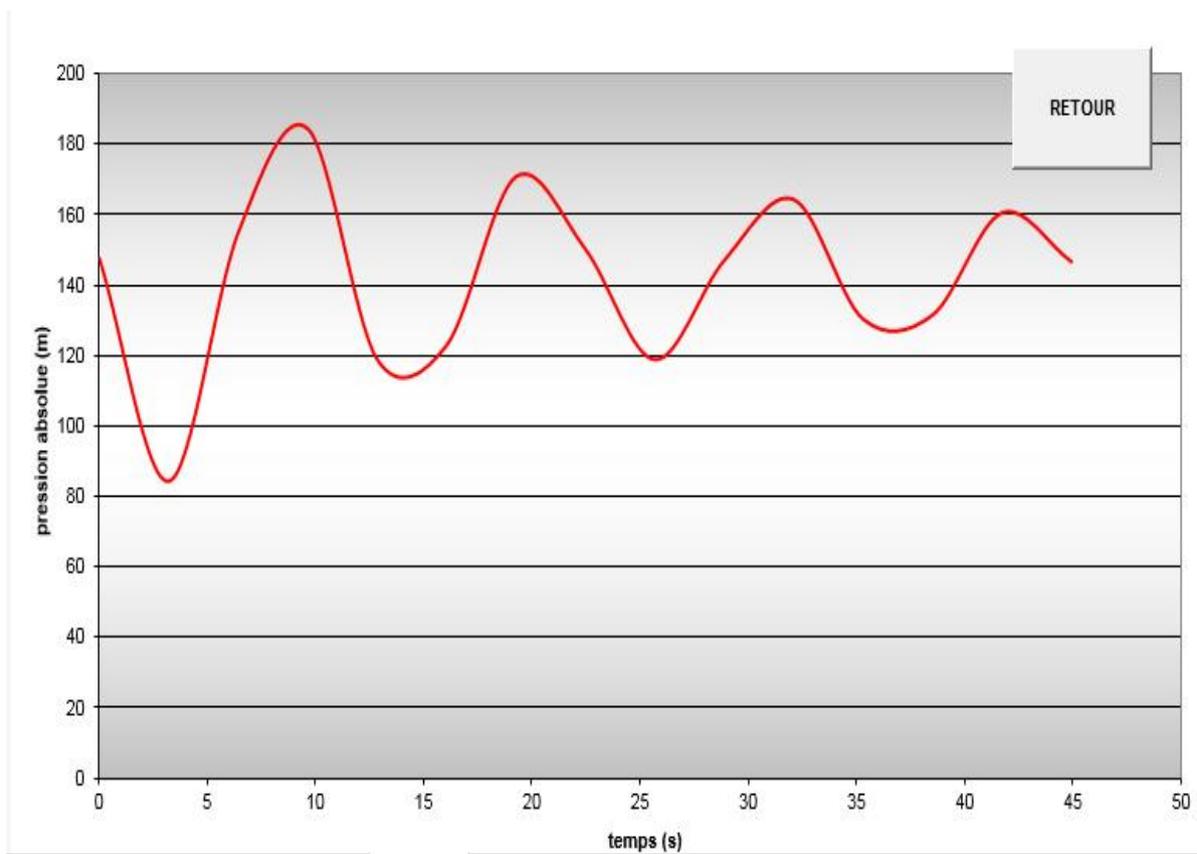
Annexe(21) : Variation de pression absolue pour le tronçon (SR4-SR5).

Annexe(22) : Tableau de calcul du réservoir d'air de tronçon (SR5-R<sub>Aitsoula</sub>).

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0.2046 m	Vitesse	1.2263774 m/s	Volume U <sub>0</sub>	0.11 m <sup>3</sup>
Débit	0.0403 m <sup>3</sup> /s	Section	0.032861 m <sup>2</sup>	K PDC entr	39.185 Vf <sup>2</sup>
H géomet	133.58 m	Célérité a	481.72561 m/s	K PDC sort	11.652 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond.	773 m	B	60.221957 m	Exposant	1.2
coef. K	83	Hmax	193.80196 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0.0454 m	Hmin	73.358043 m	pres. air Z	10.442813 /U <sup>A</sup>
C Haz Will	160.224	periode θ	3.2092958 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	143.58 m	Surpression	41.020529 m
Umax	0.1755915 m <sup>3</sup>	PDC δ	4.0403729 m	Dépression	59.363951 m
Umin	0.0911078 m <sup>3</sup>	a/g	49.105567 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1; Δh2	Z-Δh; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0.11	147.62037	0	147.62037	4.0403729	143.58	1.2263774	0	0	
3.2092958	0.0655915	0.1755915	84.219628	0.0035794	84.216049	0.0015475	84.214501	0.0174412	0.6219521	0.0175268	-8.56E-05
6.4185917	-0.0471107	0.1284844	122.51719	32.512252	155.02944	2.3292502	157.35869	-0.910902	-0.446679	-0.910885	-1.68E-05
9.6278875	-0.037377	0.0911078	185.07626	0.4757319	184.60053	0.143232	184.4573	0.2021284	-0.354412	0.2020603	6.817E-05
12.837183	0.0378339	0.1289417	121.99596	3.095647	118.90031	0.8114066	118.08891	0.5154576	0.3587486	0.5154369	2.07E-05
16.046479	0.0053556	0.1342973	116.18143	6.7119559	122.89338	0.5404093	123.43379	-0.413914	0.0507831	-0.413871	-4.3E-05
19.255775	-0.035656	0.0986414	168.2466	2.6964364	170.94303	0.2322589	171.17529	-0.262218	-0.338096	-0.262322	0.0001038
22.465071	0.0085161	0.1071575	152.33171	2.0930206	150.23869	0.5647276	149.67396	0.4238393	0.0807513	0.4238249	1.432E-05
25.674367	0.0246351	0.1317926	118.83607	0.0219116	118.81416	0.0082845	118.80588	0.043431	0.2335948	0.0433647	6.627E-05
28.883662	-0.017783	0.1140095	141.4126	5.6764978	147.0891	0.4627422	147.55184	-0.380193	-0.168623	-0.38061	0.0004174
32.092958	-0.013548	0.1004614	164.59578	0.1782286	164.41755	0.0577043	164.35984	0.1238578	-0.128467	0.1236769	0.0001809

*Annexe(23) : Epure de BERGERON pour le tronçon (SR5-R<sub>Aitsoula</sub>).**Annexe(24) : Variation de pression absolue pour le tronçon (SR5-R<sub>Aitsoula</sub>).*

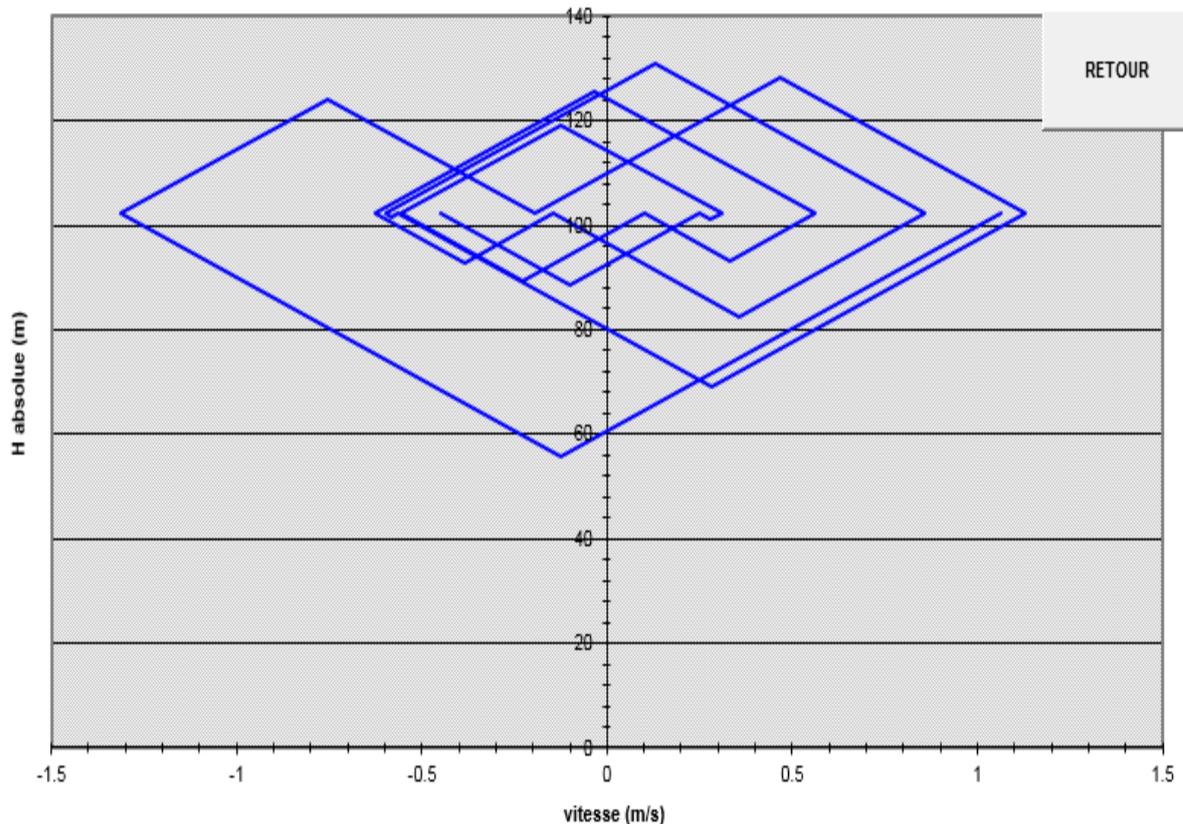
Annexe(25) : Tableau de calcul du réservoir d'air de tronçon (SR6-R<sub>Semaoune</sub>).

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0.141 m	Vitesse	1.0636536 m/s	Volume U <sub>a</sub>	0.02 m <sup>3</sup>
Débit	0.0166 m <sup>3</sup> /s	Section	0.0156066 m <sup>2</sup>	K PDC entr	41.753 Vf <sup>2</sup>
H géomet	92.27 m	Célérité a	384.12297 m/s	K PDC sort	11.652 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond.	371 m	B	41.648702 m	Exposant	1.2
coef. K	83	Hmax	133.9187 m	Pression de l'air	
Épaisseur e	0.019 m	Hmin	50.621298 m	pres. air Z	
C Haz Will	161.186	periode θ	1.9316731 s	0.9561719 /U <sup>A</sup>	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	102.27 m	Résultats des pressions	
Umax	0.0341458 m <sup>3</sup>	PDC δ	2.2742055 m	Suppression	
Umin	0.0165525 m <sup>3</sup>	alg	39.156266 s	Dépression	
				28.567252 m	
				46.594371 m	

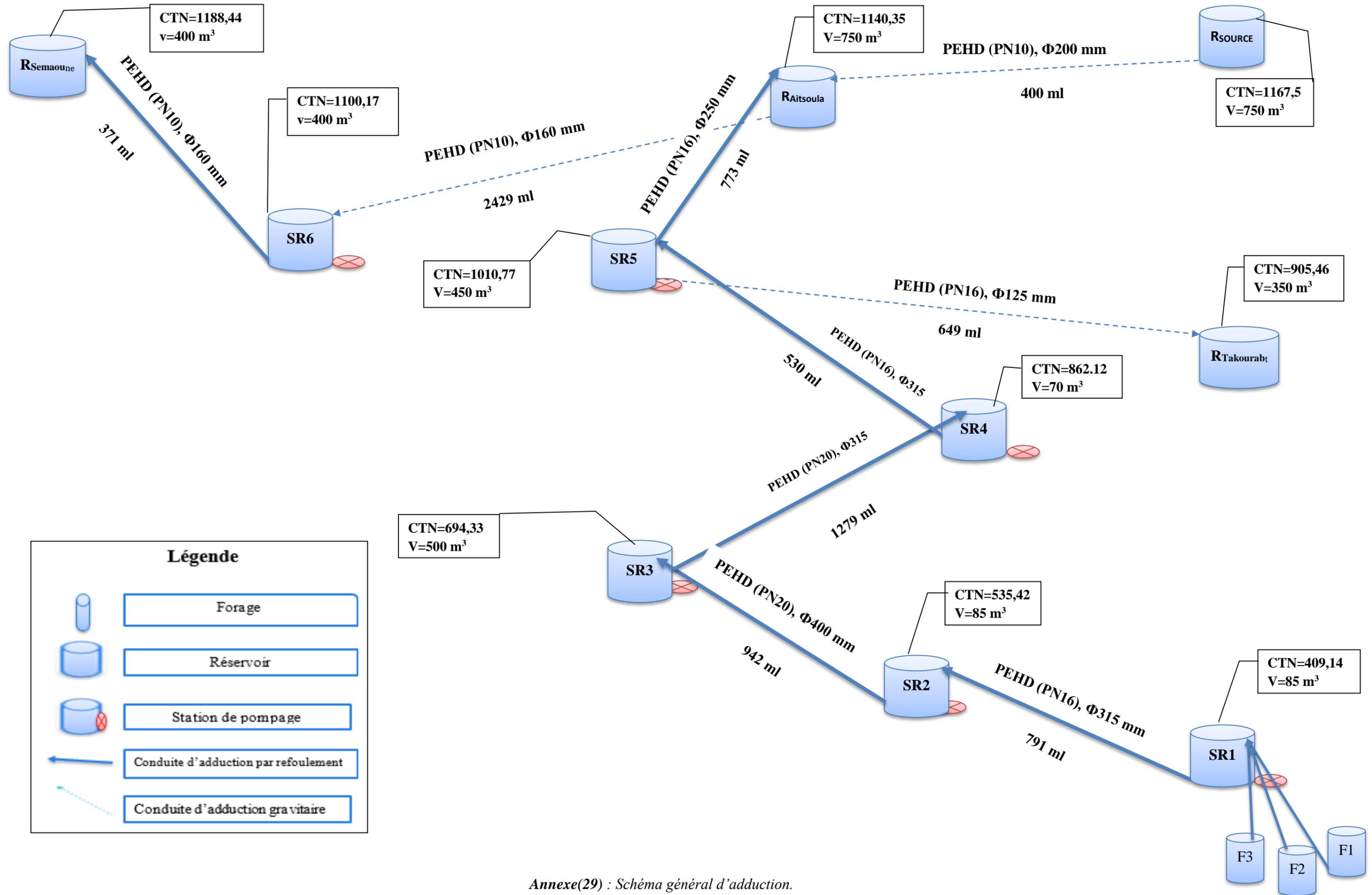
  

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z.+ Δh .+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0.02	104.54421	0	104.54421	2.2742055	102.27	1.0636536	0	0	
1.9316731	0.0141458	0.0341458	55.021254	0.6543747	55.675629	0.0432409	55.71887	-0.125202	0.4692318	-0.12519	-1.17E-05
3.8633462	-0.013257	0.020889	99.228395	23.756068	122.98446	1.2033894	124.18785	-0.754303	-0.439744	-0.754299	-4.6E-06
5.7950193	-0.004336	0.0165525	131.19007	2.5368996	128.65317	0.4944174	128.15876	0.466615	-0.143846	0.4666072	7.88E-06
7.7266924	0.0112887	0.0278411	70.292927	0.9286267	69.364301	0.1949529	69.169348	0.2824326	0.3744567	0.2823061	0.0001265
9.6583655	-0.004485	0.0233557	86.789121	14.039957	100.82908	0.7394343	101.56851	-0.58083	-0.148788	-0.579881	-0.000949
11.590039	-0.006787	0.016569	131.03308	0.1958275	130.83725	0.04613	130.79112	0.1296472	-0.225121	0.1296393	7.939E-06
13.521712	0.0073304	0.0238994	84.425168	1.4823253	82.942843	0.3006094	82.642234	0.3567719	0.2431567	0.3566741	9.785E-05
15.453385	-0.000429	0.0234705	86.279901	6.1929692	92.47287	0.3465272	92.819397	-0.385852	-0.014227	-0.385128	-0.000723
17.385058	-0.006296	0.0171749	125.50561	0.0441919	125.54981	0.0035647	125.55337	-0.032581	-0.208831	-0.032533	-4.76E-05
19.316731	0.0045172	0.0216921	94.836361	1.2859671	93.550394	0.2635456	93.286849	0.3326281	0.1498391	0.3322115	0.0004166

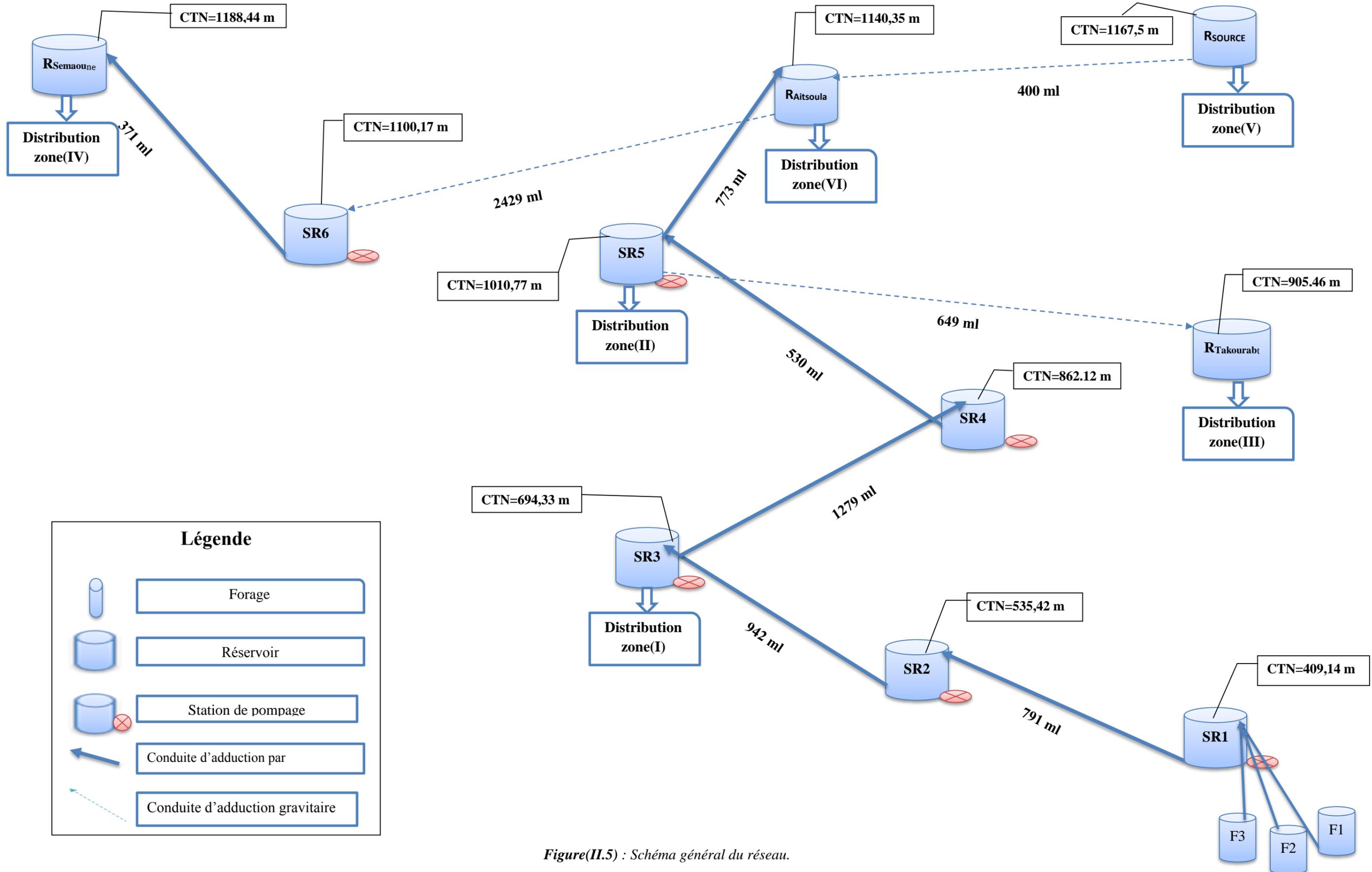
Annexe(26) : Epure de BERGERON pour le tronçon (SR6-R<sub>Semaoune</sub>).







Annexe(29) : Schéma général d'adduction.



Figure(II.5) : Schéma général du réseau.

## Résumé

Dans ce travail, nous avons réalisé une étude d'alimentation en eau potable à l'horizon de 2045. Comme étude de cas, nous avons pris comme exemple la commune de Chemini et ces villages.

Cet ensemble de village sera alimenté à partir d'une batterie de forages situés sur la rive gauche de l'Oued Soummam et des sources de montagne captées en hauteur d'Ait Soula. . Pour mener à bien cette étude, nous avons, étudié toutes les étapes nécessaires afin d'aboutir à une meilleur conception-dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable.

Au préalable, après avoir présenté la zone d'étude, nous avons procédé à l'estimation des besoins actuels et futurs. Par la suite, nous avons conçu et dimensionné les réservoirs et les conduites d'adduction suivie d'une étude technico-économique. Afin de protéger les conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, nous avons préconisé des réservoirs d'air. Le transfert de l'eau des points bas vers des points haut nous a amené à faire le choix des pompes adéquates concernant six stations de reprises à l'aide du catalogue numérique des pompes (CAPRARI).

En dernier lieu, nous avons conçu et dimensionné un réseau de distribution. Nous avons opté pour le réseau des villages Taghrast et Tidjounane à l'aide de logiciel de simulation EPANET.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail puisse servir d'un avant-projet.

**Mots clés :** Alimentation en eau potable, réservoir, adduction, pompe, distribution, EPANET.

## Abstract

In this work, we conducted a study of drinking water supply by 2045. As a case study, we took as an example the commune of Chemini and these villages.

This village complex will be fed from a battery of boreholes located on the left bank of Oued Soummam and mountain springs captured at Ait Soula. . To carry out this study, we have studied all the necessary steps to achieve a better design-dimensioning of a drinking water supply network.

Beforehand, after presenting the study area, we proceeded to estimate current and future needs. Subsequently, we designed and dimensioned the tanks and supply lines followed by a technical and economic study. In order to protect the discharge pipes against the water hammer phenomenon, we have recommended air tanks. The transfer of water from low points to high points led us to choose the appropriate pumps for six rework stations using the digital catalog of pumps (CAPRARI).

Lastly, we designed and sized a distribution network. We opted for the Taghrast and Tidjounane villages' network using EPANET simulation software.

Finally, we hope that this modest work can serve as a preliminary project.

**Keywords:** Drinking water supply, tank, adduction, pump, distribution, EPANET.

## ملخص

في هذا العمل، أجرينا دراسة تزويد مياه الشرب بحلول عام 2045.

كدراسة حالة، أخذنا كمثال بلدية شيميني وكل قرأها.

سيتم تزويد هذه القرى بأكملها من آبار تقع على الضفة اليسرى لوادي الصومام والينابيع الجبلية المتواجدة في اعالي قرية آيت سولي لإجراء هذه الدراسة، درسنا جميع الخطوات اللازمة لتحقيق تصميم أفضل لشبكة إمدادات مياه الشرب.

قبل ذلك، بعد تقديم منطقة الدراسة، شرعنا في تقدير الاحتياجات الحالية والمستقبلية. بعد ذلك، قمنا بتصميم أبعاد الخزانات وخطوط الإمداد متنوعة بدراسة تقنية اقتصادية. لحماية أنابيب التزويد ضد ظاهرة المطرقة المائية، قمنا بوضع خزانات الهواء. نقل المياه من النقاط المنخفضة إلى نقطة عالية أدى بنا إلى اختيار المضخات المناسبة والتي تخص ستة محطات وهذا بالاستعانة بكتالوج الرقمي للمضخات (كبراري).

أخيراً، تصميمنا لشبكة التوزيع. قمنا باختيار قرية تيجونان وتغراست كمثال وهذا باستخدام برنامج المحاكاة ابيانات.

أخيراً، نأمل أن يكون هذا العمل المتواضع بمثابة مشروع أولي.

**الكلمات المفتاحية:** مصدر مياه الشرب، الخزان، التزويد، المضخة، التوزيع، ابيانات.