

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



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

*Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement  
(LRHAE)*

## **MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES**

Présenté par :

**AUMAR Nawal**

**AIT ARAB Mohamed Arezki**

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

**INTITULE :**

**Renforcement en alimentation en eau potable de la  
commune de BOUZEGUENE (W.Tizi Ouzou) à partir du  
barrage Tichy-Haf (W.Béjaia)**

Soutenu le **21 /06 /2018** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. ALLOUACHE. A**
- Promoteur : **Mr. SELLAOUI. A**
- Examineur: **Mr. BENDAHMANE. I**

Année universitaire : **2017/ 2018**

## **REMERCIEMENTS**

*Nous remercions en premier lieu le bon dieu pour nous avoir accordé la santé, la paix, le courage, et la patience pour mener ce travail à terme.*

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre promoteur monsieur SELLAOUI.A, pour son appréciable aide, et ses précieux conseils.*

*Nous tenons à remercier aussi tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce travail, en particulier :*

*Mr BENDAHMANE I.*

*Mr HAMANI.S.*

*Nos remerciements s'adressent également à tous le personnel de la DRE de TIZI-OUZOU, en particulier :*

*Mr HADJ HEMMOU.A*

*Nos sentiments de profonde gratitude vont aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail.*

*Enfin, nous tenons à remercier tous les enseignants du département d'hydraulique qui tout au long des années d'études nous ont transmis leur savoir sans réserve.*

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents, qui n'ont pas cessé de me soutenir et m'encourager.  
Ce travail est le fruit de vos sacrifices et votre soutien moral et matériel que vous  
avez consentis pour mon éducation dont ils ont fait preuve pour ma réussite.  
Que le dieu, le tout puissant, vous préserve et vous accorde santé, longue vie et  
bonheur ;*

*A mes grands parents pour lesquels je rends un grand hommage, en signe de  
respect et de reconnaissance ;*

*A ma sœur Lynda ;*

*A mon frère Anis ;*

*A mes tantes, mes oncles, mes cousines, mes cousins ;*

*A tous mes ami(e)s spécialement : Lynda Bouraine, Salima Chebbi, Lydia  
Chabane, Ousid AbedArrezak, Azeni Massinissa, Aissaoui Farid, Akrouir  
Anouar, Ibrahim Mezali, Mazouz Omar.*

*A tous ceux qui m'ont porté et me portent dans leurs cœurs*

*Nawal*

## DEDICACE :

*Tous les mots ne sauraient décrire mon souhait de dédié ce modeste travail à:*

- ❖ *Mes chers parents qui m'ont toujours donné le soutien et le courage pour réussir à atteindre mes objectifs et pour mon adorable grand-mère, que dieu la garde pour nous.*
- ❖ *à mon frère Amine et mes sœurs Ikram et Nedjouda.*
- ❖ *Mon grand père, mes tantes et mes oncles, mes cousins et cousine et à toute ma famille.*
- ❖ *À tout mes chères amis que j'ai connu, mes amis d'enfance d'Acourir, mes amis intimes depuis le lycée ou encore la communauté ou famille que j'ai trouvé ici à Bejaia et en particulier à Lydia qui ma toujours soutenu.*
- ❖ *Ma binôme qui c'est montrée sérieuse et professionnelle.*
- ❖ *À tous mes camarades hydrauliciens et la communauté estudiantine que j'ai pu connaître ces cinq dernières années.*

*Moumouh*

**Liste des tableaux**

<b>Tableau (I.1)</b> : Débit des sources secondaires.....	6
<b>Tableau (I.2)</b> : Récapitulatif des ressources en eau existante dans la commune.....	6
<b>Tableau (I.3)</b> : Répartition de la population par dispersion 2008.....	8
<b>Tableau (I.4)</b> : Répartition de la population par zones.....	8
<b>Tableau (I.5)</b> : Estimation de la population à différents horizons.....	10
<b>Tableau (I.6)</b> : Estimation des besoins domestiques des différentes zones.....	11
<b>Tableau (I.7)</b> : Estimation des besoins scolaires des différentes zones.....	11
<b>Tableau (I.8)</b> : Estimation des besoins administratifs.....	12
<b>Tableau (I.9)</b> : Estimation des besoins socioculturels.....	13
<b>Tableau (I.10)</b> : Estimation des besoins commerciaux.....	13
<b>Tableau (I.11)</b> : Estimation des besoins industriels.....	15
<b>Tableau (I.12)</b> : Estimation des besoins des cheptels.....	15
<b>Tableau (I.13)</b> : Estimation des besoins sanitaires.....	16
<b>Tableau (I.14)</b> : Récapitulatif des besoins domestiques et des équipements.....	17
<b>Tableau (I.15)</b> : Les consommations moyennes journalières majorées.....	18
<b>Tableau (I.16)</b> : Estimation des débits max et min des différentes zones à l'horizon 2043.....	19
<b>Tableau (I.17)</b> : Variation des valeurs de $\beta_{\max}$ .....	19
<b>Tableau (I.18)</b> : les valeurs de $\beta_{\max}$ et $K_{\max,h}$ à l'horizon 2047.....	20
<b>Tableau (I.19)</b> : La consommation moyenne et maximale horaire pour chaque zone.....	20
<b>Tableau (II.1)</b> : Capacité de la station de reprise SR01.....	30
<b>Tableau (II.2)</b> : Capacité du réservoir final (Rf).....	32
<b>Tableau (II.3)</b> : Capacité du réservoir final (Rf).....	33
<b>Tableau (II.4)</b> : Capacité du réservoir R04.....	35
<b>Tableau (II.5)</b> : Capacité du réservoir R03.....	36
<b>Tableau (II.6)</b> : Capacité du réservoir R02.....	38
<b>Tableau (II.7)</b> : Capacité du réservoir R01.....	39
<b>Tableau (III.1)</b> : Calcul de la HMT.....	48
<b>Tableau (III.2)</b> : Les frais d'exploitation.....	49
<b>Tableau (III.3)</b> : Les frais d'amortissement.....	49
<b>Tableau (III.4)</b> : Calcul du bilan.....	49
<b>Tableau (III.5)</b> : Calcul de la HMT.....	50

<b>Tableau (III.6)</b> : Les frais d'exploitation.....	50
<b>Tableau (III.7)</b> : Les frais d'amortissement.....	50
<b>Tableau (III.8)</b> : Calcul du bilan.....	50
<b>Tableau (III.9)</b> : Calcul de la HMT.....	51
<b>Tableau (III.10)</b> : Les frais d'exploitation.....	51
<b>Tableau (III.11)</b> : Les frais d'amortissement.....	51
<b>Tableau (III.12)</b> : Calcul du bilan.....	51
<b>Tableau (III.13)</b> : Calcul de la HMT.....	52
<b>Tableau (III.14)</b> : Les frais d'exploitation.....	52
<b>Tableau (III.15)</b> : Les frais d'amortissement.....	52
<b>Tableau (III.16)</b> : Calcul du bilan.....	52
<b>Tableau (III.17)</b> : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Point de Piquage-SR01).....	53
<b>Tableau (III.18)</b> : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf-R04).....	54
<b>Tableau (III.19)</b> : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (R04-R03).....	55
<b>Tableau (III.20)</b> : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (R03-R02).....	56
<b>Tableau (III.21)</b> : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (R02-R01).....	57
<b>Tableau (IV.1)</b> : Tension de vapeur d'eau pompée on fonction de la température.....	69
<b>Tableau (IV.2)</b> : Caractéristiques des pompes pour SR01 données par les deux catalogues.....	70
<b>Tableau (IV.3)</b> : Vérification de non cavitation dans la $P_{SR01}$ .....	71
<b>Tableau (IV.4)</b> : Caractéristiques des pompes pour SR02 données par les deux catalogues.....	71
<b>Tableau (IV.5)</b> : Vérification de non cavitation dans la $P_{SR02}$ .....	72
<b>Tableau (IV.6)</b> : Caractéristiques des pompes pour SR03 données par les deux catalogues.....	73
<b>Tableau (IV.7)</b> : Vérification de non cavitation dans $P_{SR03}$ .....	73
<b>Tableau (IV.8)</b> : caractéristiques des pompes pour SR04 données par les deux catalogues.....	74
<b>Tableau (IV.9)</b> : Vérification de non cavitation.....	75
<b>Tableau (IV.10)</b> : Récapitulatif des différents résultats trouvés.....	75
<b>Tableau (V.1)</b> : Valeurs de la célérité de chaque tronçon.....	87
<b>Tableau (V.2)</b> : Valeurs de coup de bélier.....	87

## Liste des tableaux

<b>Tableau (V.3) :</b> Calcul des pertes de charge dans la tuyère.....	92
<b>Tableau (V.4) :</b> Calcul de réservoir d'air de tronçon SR02-SR03.....	93
<b>Tableau (VI.1) :</b> Calcul du débit de pointe .....	99
<b>Tableau (VI.2) :</b> Etat des nœuds du réseau en cas de pointe.....	102
<b>Tableau (VI.3) :</b> Etat des arcs du réseau en cas de pointe.....	103

*Liste des figures*

<b>Figure (I.1)</b> : Localisation de la zone d'étude (la commune de Bouzeguène).....	2
<b>Figure (I.2)</b> : Valeurs des températures (maximales, moyennes et minimales) pour la période (1997-2006).....	4
<b>Figure (I.3)</b> : Histogramme des variations moyennes mensuelles de la précipitation pour la période (1997-2006).....	4
<b>Figure (I.4)</b> : Barrage de Tichy-Haff.....	7
<b>Figure (I.5)</b> : Le découpage en zone de la commune.....	9
<b>Figure (I.6)</b> : Bilan ressources-besoins.....	20
<b>Figure (I.7)</b> : Schéma descriptif du projet.....	21
<b>Figure (II.1)</b> : Schéma représentatif des équipements d'un réservoir.....	24
<b>Figure (II.2)</b> : Adduction avec chute libre.....	25
<b>Figure (II.3)</b> : Adduction noyée.....	25
<b>Figure (II.4)</b> : Conduite de distribution.....	25
<b>Figure (II.5)</b> : Trop plein et vidange.....	26
<b>Figure (II.6)</b> : By pass entre adduction et distribution.....	26
<b>Figure (II.7)</b> : Système à deux prises.....	27
<b>Figure (II.8)</b> : Système à siphon.....	27
<b>Figure (II.9)</b> : Détermination graphique de la capacité du réservoir Rf.....	33
<b>Figure (III.1)</b> : Schéma d'adduction projeté .....	58
<b>Figure (IV.1)</b> : Pompe centrifuge.....	61
<b>Figure (IV.2)</b> : Pompe hélico centrifuge.....	61
<b>Figure (IV.3)</b> : Pompe axiale.....	61
<b>Figure (IV.4)</b> : Diffuseur et volute.....	62
<b>Figure (IV.5)</b> : Roue fermée.....	62
<b>Figure (IV.6)</b> : Roue semi Ouverte.....	62
<b>Figure (IV.7)</b> : Roue ouverte.....	62
<b>Figure (IV.8)</b> : Presse-étoupe.....	63
<b>Figure (IV.9)</b> : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	64
<b>Figure (IV.10)</b> : Point de fonctionnement d'une pompe.....	65
<b>Figure (IV.11)</b> : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	67
<b>Figure (IV.12)</b> : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge.....	68

<b>Figure (IV.13)</b> : Courbe des NPSH.....	69
<b>Figure (V.1)</b> : Coupe transversale d'une conduite enterrée.....	77
<b>Figure (V.2)</b> : Traversée d'un oued ou d'une rivière.....	77
<b>Figure (V.3)</b> : Traversée d'une route.....	78
<b>Figure (V.4)</b> : Butée sur un branchement.....	78
<b>Figure (V.5)</b> : Butée sur un coude horizontal.....	78
<b>Figure (V.6)</b> : Butée sur un coude vertical.....	79
<b>Figure (V.7)</b> : Schéma générale d'un volant d'inertie.....	82
<b>Figure (V.8)</b> : Schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge.....	83
<b>Figure (V.9)</b> : Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse.....	83
<b>Figure (V.10)</b> : Cheminée d'équilibre.....	84
<b>Figure (V.11)</b> : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.....	85
<b>Figure (V.12)</b> : Principe de la disposition d'un réservoir d'air (anti-bélier).....	88
<b>Figure (V.13)</b> : Principe de la construction de l'épure de Bergeron.....	90
<b>Figure (V.14)</b> : Enveloppe des pressions absolues en fonction du temps pour le tronçon SR02-SR03.....	93
<b>Figure (V.15)</b> : Epure de BERGERON pour le tronçon SR02-SR03.....	94
<b>Figure (V.16)</b> : Enveloppe des dépressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon SR02-SR03.....	94
<b>Figure (V.17)</b> : Equipements et protection de la conduite Rf-R04.....	96
<b>Figure (VI.1)</b> : Vanne de régulation de pression aval.....	101
<b>Figure (VI.2)</b> : Résultat de la simulation avec régulateur de pression.....	102

*Liste des symboles*

$\frac{P_0}{g \times \rho}$  : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration (mce);

**A** : Amortissement annuel (Annuité).

**a** : Célérité de l'onde (m/s).

**ACL** : Agglomération Chef Lieu

**AS** : Agglomérations secondaires

**ZE** : Zones Eparses

**B** : Valeur maximale du coup de bélier (m).

**b** : Valeur minimale du coup de bélier (m).

**BL** : Bilan en (DA).

**c** : Coefficient de perte de charge.

**C0** : Coefficient d'ouverture de la vanne en (%).

**C<sub>e</sub>** : côte à l'entrée du réservoir (m)

**C<sub>r</sub>** : côte au radier du réservoir.(m)

**d'** : Diamètre de la veine contractée en (m).

**D** : Diamètre en (m).

**D<sub>BONNIN</sub>** : diamètre économique min (m)

**D<sub>BRESS</sub>** : diamètre économique max (m)

**De** : Diamètre de la conduite (m) ;

**Dext** : Diamètre extérieur de la conduite.(mm)

**Dint** : Diamètre intérieur de la conduite.(mm)

**DN** : Diamètre normalisé en (m).

**DRE** : Direction des Ressources en Eaux.

**Dt** : Diamètre de la tubulure (mm)

**E** : Energie consommée par la pompe (KWh).

**e** : Prix unitaire du K.W.h. en (DA).

**e'** : Epaisseur de la conduite (mm).

**g** : Accélération de la pesanteur en  $m/s^2$ .

**H** : Hauteur(m).

**h** : hauteur du réservoir (m)

**H0** : Pression absolue de la conduite.

**Ha** : Hauteur d'aspiration(m).

**H<sub>d</sub>** : Valeur de la dépression (m).

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

**H<sub>inc</sub>** : Hauteur du volume d'incendie (m).

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

**H<sub>p</sub>** : Pression au point de piquage (m).

**H<sub>r</sub>** : La Hauteur de refoulement de la pompe en (m) ;

**H<sub>s</sub>** : Valeur de la surpression (m) ;

**i** : Taux d'annuité.

**J** : Pertes de charge par unité de longueur (m/ml).

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

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

**J<sub>s</sub>** : Perte de charge singulière (m)

**J<sub>t</sub>** : Perte de charge totale. (m)

**J<sub>v</sub>** : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;

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

**K** : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

**K<sub>f</sub>** : Coefficient de fuite

**K<sub>max,h</sub>** : Coefficient de variation de consommation maximum horaire.

**K<sub>max,j</sub>** : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

**K<sub>min,h</sub>** : Coefficient de variation de consommation minimum horaire.

**K<sub>min,j</sub>** : Coefficient d'irrégularité minimal.

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

**m** : Coefficient de rognage.

**Mce** : mètre colonne d'eau.

**n** : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 25 ans).

**N** : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).

**NGA** : Niveau Géographique Algérien.

**N<sub>i</sub>**: Nombre d'habitant.

**NPSH<sub>d</sub>** : Charge nette minimale disponible à l'aspiration. (m)

**NPSH<sub>r</sub>** : Charge nette minimale requise à l'aspiration. (m)

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

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

**p**: Puissance de pompage en (KWh).

**P<sub>0</sub>** : Population à l'année de référence (2008).

**P0** : Pression absolue. (m)

**Pa** : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

**P<sub>atm</sub>** : Pression atmosphérique. (1 bar)

**PDAU** : plan directeur d'aménagement et d'urbanisme.

**P<sub>n</sub>** : Population à l'horizon considéré

**PN** : pression nominale (m)

**PU** : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).

**Q** : Débit refoulé dans la conduite en m<sup>3</sup>/s.

**Q<sub>dom j</sub>** : Débit moyen domestique journalier (m<sup>3</sup>/j)

**Q<sub>i</sub>** : Dotation journalière pour chaque type de consommateur (l/j/usager) ;

**Q<sub>max.h</sub>** : Débit entrant dans la station (m<sup>3</sup>/h).

**Q<sub>max.j</sub>** : Consommation maximale journalière en (m<sup>3</sup>/j).

**Q<sub>max.j</sub>** : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année. (m<sup>3</sup>/j).

**Q<sub>min.j</sub>** : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année. (m<sup>3</sup>/j).

**Q<sub>moy j maj</sub>** : Débit moyen journalier majoré (m<sup>3</sup>/j) ;

**Q<sub>moy/j</sub>** : Consommation moyenne journalière des consommateurs en m<sup>3</sup>/s.

**r** : Pourcentage de rognage (%).

**R<sub>0</sub>** : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.

**R01** : Réservoir de la zone 01.

**R02** : Réservoir de la zone 02.

**R03** : réservoir de la zone 03.

**R04** : réservoir de la zone 04.

**Re** : Nombre de Reynolds.

**Rf** : Réservoir final.

**R.G.P.H** : Recensement Générale de la Population et l'Habitat.

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

**SR01** : station de reprise 01

**SR02** : station de reprise 02

**SR03** : station de reprise 03

**SR04** : station de reprise 04

**t** : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).

**T** : Temps de pompage (h).

**T°** : Température de l'eau (C°).

**ta** : Taux d'accroissement de la population (%).

$T_v$  : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée (mce)

$U$  : Nouveau volume d'air ( $m^3$ ).

$U_0$  : Volume d'air initial ( $m^3$ ).

$U_{max}$  : Volume maximal dans le réservoir d'air ( $m^3$ ).

$v$  : Vitesse d'écoulement en (m/s).

$V$  : volume en ( $m^3$ ).

$V_2$  : Vitesse de l'eau dans la tuyère (m/s).

$V_f$  : Vitesse finale choisie (m/s).

$V_{inc}$  : Volume de la réserve d'incendie ( $V_{incendie}=120 m^3$ ).

$V_m$  : Vitesse moyenne dans un intervalle donnée (m/s).

$V_{max}$  : Résidu maximal ( $m^3$ ).

$V_{min}$  : Résidu minimal ( $m^3$ ).

$V_{st}$  : Volume de la station de reprise en ( $m^3$ ).

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

$V_u$  : Volume utile de stockage ( $m^3$ ) ;

$Z$  : Pression dans le réservoir d'air (m).

$Z_0$  : Pression absolue (m).

$\alpha$  : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

$\alpha_{max}$  : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.

$\alpha Q^2$  : Perte de charge au point considéré (m) ;

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

$\delta_0$  : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal (m).

$\Delta h_1$  : Perte de charge lors de la descente de l'eau (m).

$\Delta h_2$  : Perte de charge lors de la montée de l'eau (m).

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

$\Delta V^-$  : Valeur minimal du résidu.

$\Delta V^+$  : Valeur maximal du résidu ;

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

$\theta$  : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite (m/s).

$\lambda$  : Coefficient de pertes de charge.

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau ( $m^2/s$ ).

$\rho$  : Masse volumique de l'eau. ( $Kg/m^3$ )

**Sommaire**

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Présentation de site et estimation des besoins</b>	
I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation de site .....	2
I.2.1 Situation géographique de la commune.....	2
I.2.2 Aspect physique de la commune.....	3
I.2.2.1 La situation topographique.....	3
I.2.2.2 La situation climatique.....	3
a. Le climat.....	3
b. Les températures.....	3
c. La pluviométrie .....	4
I.2.3 Situation hydrographique et hydrogéologique.....	5
I.2.4 Situation hydraulique .....	5
I.2.4.1 Source principale Adardar.....	5
I.2.4.2 Sources secondaires.....	5
I.2.4.3 Forages de Oued Boubhir.....	6
I.2.4.4 Forage d'Ait Ikhlef.....	6
I.2.5 Présentation du barrage Tichy-Haf .....	7
I.3 Estimation des besoins en eau .....	8
I.3.1 Situation démographique de la commune.....	8
I.3.2 Le taux d'accroissement de la population .....	9
I.3.3 Estimation de la population future à différents horizons .....	9
I.3.4 Dotation.....	10
I.3.5 Estimation des besoins en eau des différents usagers .....	10
I.3.5.1 Besoins domestiques .....	10
I.3.5.2 Estimation des besoins des équipements.....	11
I.3.6 Majoration de la consommation moyenne journalière.....	17
I.3.7 Variation de la consommation journalière.....	18
I.3.8 Variation du débit horaire.....	19
I.3.9 Bilan ressources-besoins.....	20
I.4 Description du projet .....	21
I.5 Conclusion .....	21

## **Chapitre II : Réservoirs**

II.1 Introduction .....	22
II.2 Les utilités des réservoirs .....	22
II.3 Caractéristiques du réservoir .....	22
II.5 Classification des réservoirs .....	23
II.6 Choix du type de réservoirs .....	23
II.7 Equipements des réservoirs .....	24
II.7.1 Conduite d'arrivée (d'adduction) .....	24
II.7.2 Conduite de départ (distribution).....	25
II.7.3 Conduite de trop plein.....	25
II.7.4 Conduite de vidange .....	26
II.7.5 By-pass.....	26
II.7.6 Ligne pilote .....	26
II.7.7 Une chambre de visite.....	27
II.7.8 Matérialisation de la réserve d'incendie .....	27
II.7.8.1 Système à deux prises.....	27
II.7.8.2 Système à siphon.....	27
II.8 Dimensionnement des stations de reprises .....	28
II.9 Calcul de la capacité des ouvrages de stockage.....	28
II.9.1 Méthode analytique .....	28
II.9.1.1 Volume utile de stockage .....	29
II.9.1.2 Détermination de la valeur P% .....	29
II.9.1.3 Le volume total du réservoir.....	29
II.9.2 Méthode graphique .....	29
II.10 Partie calculs .....	30
II.10.1 Calcul de la capacité de la station de reprise SR01 .....	30
II.10.2 Calcul de la capacité des stations de reprise SR02, SR03 et SR04 .....	31
II.10.3 Le dimensionnement du réservoir final .....	31
II.10.3.1 Par la méthode graphique .....	31
II.10.3.2 Par la méthode analytique.....	33
II.10.4 Dimensionnement des réservoirs de tête de chaque zone d'étude de la commune de Bouzeguène : .....	34
II.10.4.1 Dimensionnement de réservoir R04.....	35
II.10.4.2 Dimensionnement de réservoir R03 .....	36

II.10.4.3 Dimensionnement du réservoir R02.....	37
II.10.4.4 Dimensionnement du réservoir R01.....	38
II.12 Conclusion.....	40

### **Chapitre III : Adduction**

III.1 Introduction.....	41
III.2 Choix du tracé.....	41
III.3 Choix du type des conduites.....	42
III.4 Etude technico-économique.....	43
III.4.1 Calcul du diamètre économique (Conduites refoulement).....	43
III.4.2 Calcul de la vitesse.....	44
III.4.3 Calcul des pertes de charge.....	44
III.4.3.1 Pertes de charge linéaires ( $J_L$ ).....	44
III.4.3.2 Pertes de charge singulières $J_s$ .....	45
III.4.3.3 Pertes de charge totales ( $J_t$ ).....	45
III.4.4 Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT).....	45
III.4.5 Détermination de la puissance absorbée par la pompe.....	46
III.4.6 Détermination de l'énergie consommée par la pompe.....	46
III.4.7 Détermination des frais d'exploitation.....	46
III.4.8 Détermination des frais d'amortissement.....	46
III.4.9 Prix des conduites.....	47
III.4.10 Calcul du bilan.....	47
III.5 Calcul des diamètres (Conduites gravitaires).....	47
III.6 Equipement de l'adduction.....	48
III.6.1 Robinets et vannes.....	48
III.6.2 Vidange.....	48
III.6.3 Ventouses.....	48
III.6.4 Clapets.....	48
III.7 Détermination des diamètres économiques.....	48
III.7.1 Partie 01 : Adduction par refoulement.....	48
III.7.1.1 Conduite (SR01-SR02).....	48
III.7.1.2 Conduite (SR02-SR03).....	49
III.7.1.3 Conduite (SR03-SR04).....	50
III.7.1.4 Conduite (SR04-Rf).....	51

III.7.2 Partie 02 : Adduction gravitaire .....	53
III.7.2.1 Conduite (Point de Piquage-SR01).....	53
III.7.2.2 Conduite (Rf-R04) .....	54
III.7.2.3 Conduite (R04-R03).....	55
III.7.2.4 Conduite (R03-R02).....	55
III.7.2.5 Conduite (R02-R01).....	56
III.8 Description du schéma d'adduction.....	57
III.9 Conclusion.....	59

## **Chapitre IV : Pompes et Stations de pompage**

IV.1 Introduction .....	60
IV.2 Eléments constitutifs d'une station de pompage .....	60
IV.3 Classification des pompes .....	60
IV.4 Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge .....	61
IV.5 Constitution d'une pompe centrifuge .....	62
IV.5.1 Diffuseur et volute.....	62
IV.5.2 La roue.....	62
IV.5.2 Vis de remplissage .....	63
IV.5.3 Presse-étoupe .....	63
IV.5.4 Flasques "disques" .....	63
IV.5.5 Le palier .....	63
IV.5.6 L'arbre .....	63
IV.6 Choix des pompes.....	63
IV.7 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe .....	63
IV.7.1 La courbe hauteur-débit ( $H = f(Q)$ ).....	64
IV.7.2 La courbe rendement-débit ( $\eta = f(Q)$ ).....	64
IV.7.3 La courbe des puissances absorbées-débit ( $P = f(Q)$ ) .....	64
IV.8 Caractéristiques d'une conduite .....	64
IV.9 Le point de fonctionnement de la pompe.....	64
IV.9.1 Réduction ou augmentation du temps de pompage .....	65
IV.9.2 Régulation par étouffement (Le vannage) .....	65
IV.9.3 Rognage de la roue.....	66
IV.9.4 Variation de la vitesse de rotation.....	66
IV.10 Couplage des pompes .....	67

IV.10.1	Couplage en parallèle .....	67
IV.10.2	Couplage en série .....	67
IV.11	Etude de la cavitation.....	68
IV.12	Types de pompes à adopter pour les différentes stations de reprise.....	70
IV.12.1	Pour la première station de reprise SR01 .....	70
IV.12.1.1	Caractéristiques de la conduite (SR01-SR02).....	70
IV.12.1.2	Caractéristique de la première pompe ( $P_{SR01}$ ) .....	70
IV.12.1.3	Etude de la cavitation dans la $P_{SR01}$ .....	70
IV.12.2	Pour la deuxième station de reprise SR02 .....	71
IV.12.2.1	Caractéristiques de la conduite (SR02-SR03).....	71
IV.12.2.2	Caractéristique de la deuxième pompe ( $P_{SR02}$ ).....	71
IV.12.2.3	Etude de la cavitation dans la $P_{SR02}$ .....	72
IV.12.3	Pour la troisième station de reprise SR03.....	72
IV.12.3.1	Caractéristiques de la conduite (SR03-SR04).....	72
IV.12.3.2	Caractéristique de la troisième pompe ( $P_{SR03}$ ).....	72
IV.12.3.3	Etude de la cavitation dans la $P_{SR03}$ .....	73
IV.12.4	Pour la quatrième station de reprise SR04.....	74
IV.12.4.1	Caractéristiques de la conduite (SR04-Rf).....	74
IV.12.4.2	Caractéristique de la quatrième pompe ( $P_{SR04}$ ) .....	74
IV.12.4.3	Etude de la cavitation dans la $P_{SR04}$ .....	74
IV.13	Conclusion.....	75

## **Chapitre V : Pose et protection des conduites**

V.1	Introduction .....	76
V.2	Première partie : Pose des conduites.....	76
V.2.1	Différentes poses de la canalisation .....	76
V.2.1.1	Pose en terre.....	76
V.2.1.2	Traversée des oueds ou des rivières .....	77
V.2.1.3	Passage d'une route.....	78
V.2.2	Butées et ancrages des conduites .....	78
V.2.3	Désinfection des conduites .....	79
V.3	Deuxième partie : Protection contre la corrosion .....	79
V.3.1	La corrosion externe .....	79
V.3.2	La corrosion interne.....	79

V.4 Troisième partie : Protection contre le coup de bélier .....	80
V.4.1 Définition du coup de bélier .....	80
V.4.2 Causes du phénomène .....	80
V.4.3 Conséquences du phénomène .....	80
V.4.4 Moyens de protection contre le coup de bélier .....	81
V.4.4.1 Le volant d'inertie .....	81
V.4.4.2 Soupape de décharge .....	82
V.4.4.3 Les ventouses .....	83
V.4.4.4 Cheminées d'équilibre .....	83
V.4.4.5 Les réservoirs d'air .....	84
V.5 Etude du coup de bélier .....	85
V.5.1 Calcul de la célérité d'onde .....	85
V.5.2 Valeur numérique du coup de bélier .....	86
V.5.3 Détermination des valeurs numériques du coup de bélier .....	87
V.5.3.1 La célérité d'onde .....	87
V.5.3.2 Valeurs de coup de bélier .....	87
V.5.4 Protection des trois tronçons contre le coup de bélier .....	88
V.6 Méthode de calcul d'un réservoir d'air .....	88
V.6.1 Principe de fonctionnement .....	88
V.6.2 Principe de calcul .....	89
V.6.2.1 Principe de construction de l'épure de Bergeron .....	89
V.6.2.2 Principe de calcul du réservoir d'air .....	90
V.6.3 Application du calcul pour les différents tronçons .....	92
V.6.3.1 Tronçon (SR02-SR03) .....	92
V.6.3.2 Tronçon (SR03-SR04) .....	95
V.6.3.3 Tronçon (SR04-Rf) .....	95
V.7 Equipements et protection des conduites de la partie gravitaire .....	96
V.8 Conclusion .....	97

## **Chapitre VI : Distribution**

VI.1 Introduction .....	98
VI.2 Classification des réseaux .....	98
VI.2.1 Réseau maillé .....	98
VI.2.2 Réseau ramifié .....	98

VI.2.3 Réseau étagé .....	98
VI.2.4 Réseau combiné .....	98
VI.3 Détermination des débits du réseau .....	99
VI.3.1 Débit de pointe .....	99
VI.3.2 Débit spécifique .....	99
VI.3.3 Débit de route.....	99
VI.3.4 Débits aux nœuds .....	99
VI.4 Calcul du réseau .....	100
VI.4.1 Etapes d'utilisation du logiciel EPANET .....	100
VI.4.2 Simulation du fonctionnement du réseau .....	100
VI.4.3 Résultats de la simulation de réseau dans le cas de pointe .....	100
VI.4.3.1 Les diamètres.....	100
VI.4.3.2 La pression .....	101
VI.4.3.2 La vitesse.....	102
VI.5 Appareils et accessoire du réseau .....	103
VI.6 Conclusion .....	103
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>104</b>

## *Introduction générale*

## ***Introduction générale***

L'eau déjà rare, est soumise à une pression intense due à la demande de la population qui s'évolue rapidement et qui améliore son niveau de vie, ainsi que le développement industriel et l'extension agricole, ce qui s'accompagne d'une dégradation croissante sur la qualité et la quantité de cette ressource dont l'humain ne peut s'en séparer.

Face à cette situation, il est impératif de concevoir des systèmes d'adduction, de stockage et de distribution dans les normes afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes.

Plusieurs régions d'Algérie souffrent d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable, parmi elles la commune de BOUZEGUENE (W. Tizi Ouzou).

Alimenté principalement par la source d'ADARDAR et les forages de Oued Boubhir, BOUZEGUENE possède plusieurs autres sources secondaires, mais malgré, la commune souffre toujours d'une pénurie d'eau potable notamment en période d'étiage due au rabattement des nappes et l'augmentation de la demande en approvisionnement.

Dans ce contexte, la direction d'hydraulique (W.Tizi Ouzou) a envisagée son renforcement en AEP, et celui des deux communes voisines (IDJEUR et ILLOULA), à partir du piquage situé au niveau d'Ouzellaguene sur la conduite principale (Tichy-Haf vers Bejaia).

Notre projet consiste à élaborer l'étude de cette nouvelle chaîne d'adduction, qui aura pour but de remédier au déficit que connaissent les trois communes en matière d'eau potable.

Afin d'aboutir aux objectifs de cette étude, nous allons procéder au plan de travail suivant :

- Le premier chapitre sera "La présentation du site et Estimation des besoins", qui consiste à la récolte des données sur les différentes situations de la région d'étude ainsi que la détermination du bilan Ressource-Besoins.
- Le deuxième chapitre "Réservoirs", qui englobera le dimensionnement de tous les ouvrages de stockages nécessaires pour notre projet.
- Le troisième chapitre déterminera les caractéristiques des conduites d'adduction.
- Le quatrième chapitre "Pompes et Stations de pompage", aura pour but l'étude et le choix des pompes idéales adaptées à l'usage du projet.
- En suite, nous passerons à la "Pose et Protection des conduites", consacré à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier et envisager les protections nécessaires pour les tronçons concernés et assurer une pose convenable des conduites.
- Pour conclure notre travail, nous allons présenter un exemple de dimensionnement du réseau de distribution pour le village Ait Ikhlef, Puis achevé notre travail par une conclusion générale.

*Présentation du site et estimation des besoins*

## I.1 Introduction

Pour commencer notre projet, une présentation du site est indispensable qui est une étude préliminaire de notre zone d'étude (la commune de Bouzeguène), ça consiste la récolte des données sur les différentes situations à savoir : la situation géographique, physique, hydrographique et hydrogéologique, et hydraulique.

Aussi, l'estimation des besoins qui sert à déterminer les différents types de consommateurs et leurs normes de consommations unitaires (la dotation), en suivant ces étapes :

- Déterminations de différentes situations de la commune ;
- Estimation de la population projetée à l'horizon 2043 ;
- Estimations des besoins de la population et d'équipements ;
- Calcul des débits moyens journaliers ;
- Calcul des débits maximaux journaliers ;

## I.2 Présentation de site

### I.2.1 Situation géographique de la commune

La commune de Bouzeguène ou Ath Wizgan, est située au Sud-Est de la wilaya de Tizi Ouzou, à environ 75 km du chef-lieu de wilaya, elle s'étend sur une superficie de 6690 ha, elle est délimitée [1]:

- Au nord : par la commune d'Idjeur ;
- Au sud : par la commune d'Illoula Oumalou et Béni Zikki ;
- A l'Est : par la wilaya de Bejaia (La commune de Chemini) ;
- A l'Ouest : par la commune de Ifigha. La figure (I.1) montre la délimitation de la zone.



**Figure (I.1) :** Localisation de la zone d'étude [2].

## **I.2.2 Aspect physique de la commune**

### ***I.2.2.1 La situation topographique***

L'étude relative à la délimitation et à la caractérisation des zones de montagnes et les massifs montagneux du Djurdjura classe la commune de BOUZEGUENE dans la zone de moyenne montagne (étage inférieur), elle est composée de différentes classes d'altitudes qui sont [1] :

- Les altitudes de (250 m à 400 m) : cette classe occupe une moindre surface, occupant toute la bande Ouest du Nord au Sud de la commune, dont le point le plus bas se situe à l'oued sahel avec 250 m d'altitude et le point le plus haut est situé à 395 m ;
- Les altitudes de (400 m à 800 m) : apparaissent au centre, dont le point le plus bas est de 407 m et le point le plus haut au Sud de la commune avec une altitude de 795 m ;
- Les altitudes de (800 m à 1200 m) : cette classe se localise au Centre de notre zone d'étude dont le point le plus bas est de 803 m d'altitude au Sud exactement à AHRİK, et le plus haut point a une altitude de 1194 m dans le village AGOUNI NTESFIT ;
- Les altitudes de (1200 m à 1500 m) : cette classe se localise à l'Est de la commune de Nord au Sud, le point le plus bas 1212 m au village Tizi-Tament au Nord et le point le plus haut atteint 1482 m ;
- Les altitudes supérieures à 1500 m : constituent des petites surfaces au Nord et à l'Est de la commune, dont le point le plus haut à 1573 m au niveau de Djebel Ezzeene.

### ***I.2.2.2 La situation climatique***

#### **a. Le climat**

Le climat de la région de Bouzeguène est dit méditerranéen tempéré, caractérisé par un hiver froid et humide et un été chaud et sec [1].

#### **b. Les températures**

L'analyse des données climatiques mesurées à la station météorologique de la wilaya de TIZI-OUZOU au cours de la période (1997-2006) a permis d'évaluer les paramètres suivants [1] :

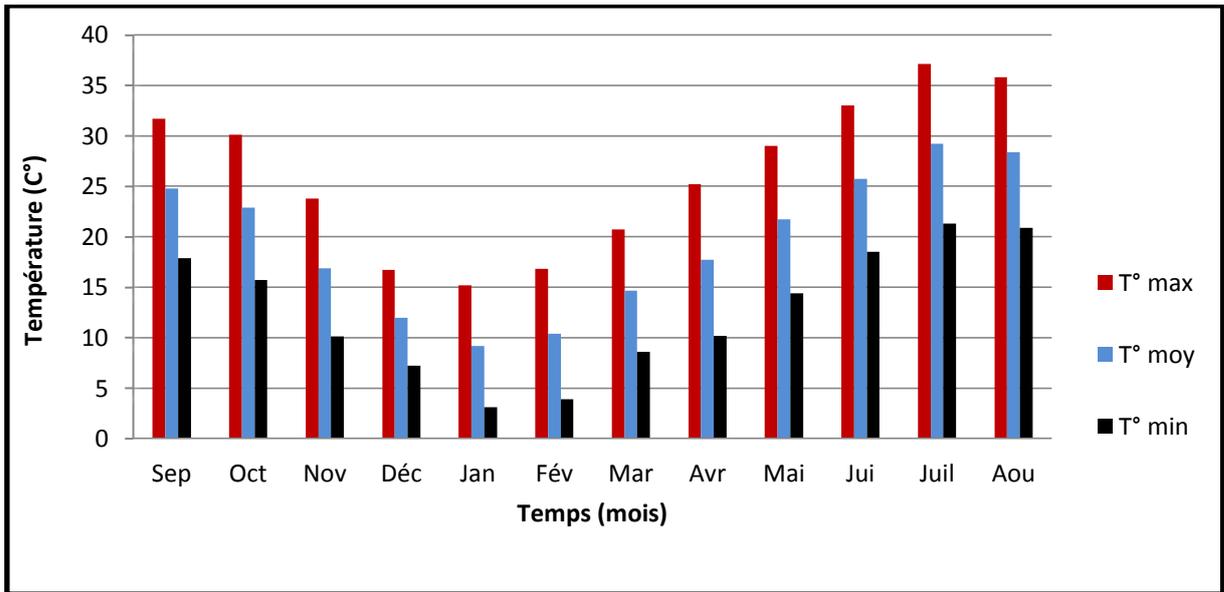


Figure (I.2) : Valeurs des températures (maximales, moyennes et minimales) pour la période (1997-2006) [1].

L'analyse des températures moyennes mensuelles résumées dans la figure ci-dessus ressort [1]:

- La température moyenne est comprise entre 10°C et 29°C ;
- La température minimale est de 3°C enregistrée en mois de janvier ;
- La température maximale est de 37,1°C enregistrée en mois de juillet.

**c. La pluviométrie**

Les valeurs des précipitations enregistrées au niveau de la station de Tizi-Ouzou au cours de la période (1997-2006) sont représentées dans la figure (I.3) [1] :

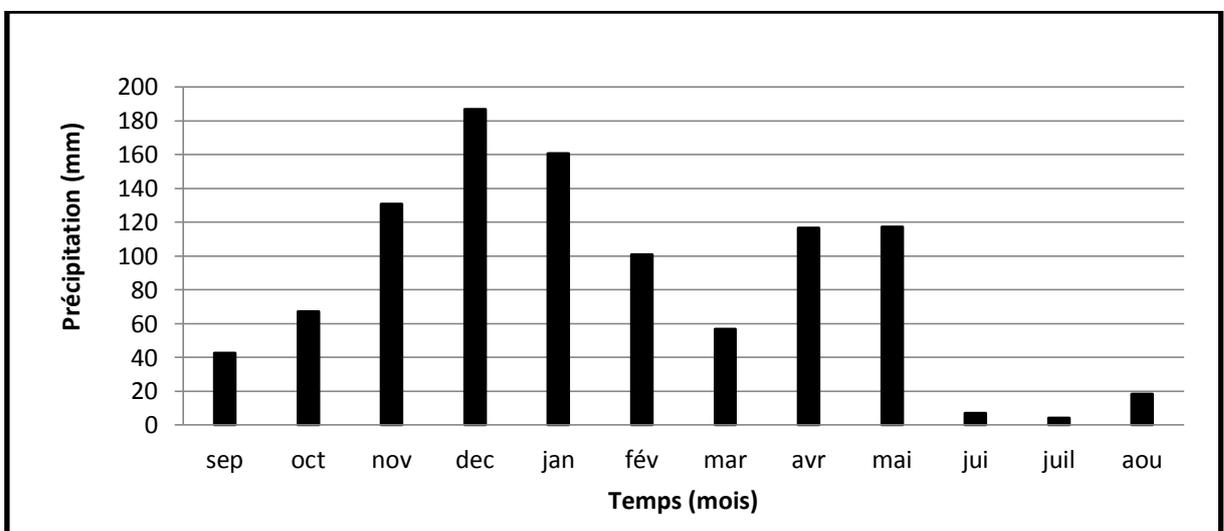


Figure (I.3): Histogramme des variations moyennes mensuelles des précipitations pour la période (1997-2006) [1].

Elles montrent un système pluviométrique mensuel et annuel irrégulier avec une lame d'eau moyenne d'environ 84,2 mm / mois [1].

- La période pluvieuse : s'étend du mois de Novembre au mois de Janvier, avec une lame moyenne maximale de 186,9 mm enregistrée en mois de Décembre ;
- Le mois de juillet est le plus sec, avec une lame d'eau moyenne de 4,4 mm.

La moyenne des précipitations annuelles de la commune de Bouzeguène est de 900 mm.

### **I.2.3 Situation hydrographique et hydrogéologique**

Le Djurdjura du fait de sa surface importante, de son altitude élevée, de sa géomorphologie, de ses zones escarpées, donne naissance à des oueds, dont les bassins versants alimentent les cours d'eaux, ces derniers ont une forme allongée et un coefficient de ruissellement élevé.

La région est parcourue par une multitude de cours d'eau allant du simple ruisseau aux oueds, dont la direction générale est Sud-Nord. Ils sont secs en été et peu d'entre eux gardent un mince filet d'eau, alors qu'en hiver, ils se transforment en torrents, l'érosion est importante et parfois des crues interviennent causant de grands dégâts. Cette zone fait partie du bassin versant 09, sous bassin 05, 06 ème poste qui se caractérise par des pluies moyennes interannuelles de l'ordre de 900 mm [1].

### **I.2.4 Situation hydraulique**

La commune de Bouzeguène, connue pour ses sources d'approvisionnement naturelles qui sont :

#### ***I.2.4.1 Source principale Adardar***

L'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguène est assurée principalement par la principale chaîne d'Adardar qui couvre la majeure partie de la commune avec un débit moyen journalier de [4] :

- 3400 m<sup>3</sup>/j en hiver ;
- 1000 m<sup>3</sup>/j en été.

#### ***I.2.4.2 Sources secondaires***

D'autres sources secondaires existent, on résume les principales dans le tableau (I.1) [3] :

**Tableau (I.1) : Débit des sources secondaires**

Sources	Débit en été (m <sup>3</sup> /j)
Thala Bouada	800
Aghendjour	453
Insar	303
<b>Total</b>	<b>1556</b>

Ces sources secondaires sont sensées garantir l'alimentation en eau de trois villages qui sont : Sahel, Taourirt et Takoucht.

Le débit capté à partir de ces sources répond suffisamment à leur demande en eau, même en période d'étiage, ce qui nous permet d'exclure ces 03 villages de notre étude en termes de renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune [1].

#### ***1.2.4.3 Forages de Oued Boubhir***

Afin de répondre aux besoins de la population en terme d'alimentation en eau potable et afin de parer au déficit en eau ressenti au niveau de la commune surtout en période estivale, un renforcement a partir du champ de captage a étai installer au niveau de oued Boubhir.

Le captage se fait à partir de 04 forages avec un débit de 1200 m<sup>3</sup>/j en hiver et de 300 m<sup>3</sup>/j en été [4].

#### ***1.2.4.4 Forage d'Ait Ikhlef***

Deux autres forages ont été réalisés dans la localité d'Ait ikhlef qui donne un débit mobilisé de 80 m<sup>3</sup>/j [4].

Le tableau (I.2) résume la situation hydraulique de la commune de Bouzeguene :

**Tableau (I.2):** Récapitulatif des ressources en eau existantes dans la commune

La source	Débit (m <sup>3</sup> /j)	
	Hiver	Eté
Source Adardar	3400	1000
Forage de Oued Boubhir	1200	300
Forage d'Ait ikhlef	80	80
<b>Total</b>	<b>4680</b>	<b>1380</b>

### **I.2.5 Présentation du barrage Tichy-Haf**

Le barrage Tichy-Haf est de type mixte (voûte et poids), situé sur l'oued Bousselam, à 12 km au Sud-Est de la commune d'Akbou. Son bassin versant est d'une superficie de 3980 Km<sup>2</sup> (figure (I.4)).

Le barrage est destiné à l'alimentation en eau potable des agglomérations situées sur le couloir allant d'Akbou à Béjaïa pour un volume de 47 hectomètres cubes par an. Il va permettre l'irrigation d'environ 10000 ha de terres situées entre les wilayas de Béjaïa et Bouira. Le barrage à une hauteur de 75 mètres et une capacité de 80 millions de mètres cube (m<sup>3</sup>), de plus il se remplit deux fois par an.

Le barrage est équipé d'une station de traitement qui débite à 120000 m<sup>3</sup>/j. La conduite de transfert est constituée de deux tronçons, le tronçon amont d'une longueur de 12,6 Km, de diamètre 1800 mm et le tronçon aval avec une longueur de 65 Km et d'un diamètre qui vari entre 900 à 1200 mm [5].



**Figure (I.4) : Barrage de Tichy-Haf**

**I.3 Estimation des besoins en eau****I.3.1 Situation démographique de la commune**

La population de la commune de Bouzeguène est de 24148 habitants selon le R.G.P.H 2008, répartie sur 24 villages. Cette population est répartie dans la commune comme suit [1]:

**Tableau (I.3):** Répartition de la population par dispersion 2008.

Répartition	Nombre de population	%
ACL	20873	86,435
AS	3269	13,54
ZE	6	0,025
<b>Total</b>	<b>24148</b>	<b>100</b>

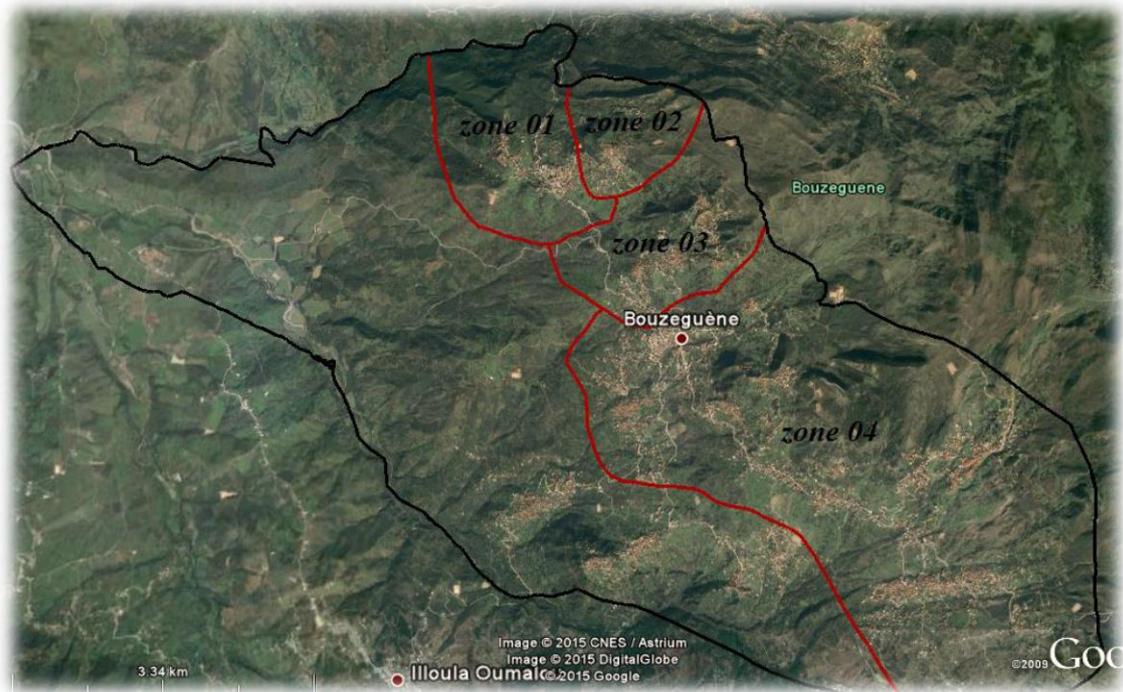
D'après la situation géographique de la commune, nous allons la diviser en zones, de telle sorte que chaque zone sera composée d'un nombre de villages. Le tableau (I.4) suivant résume le nombre d'habitants dans chaque zone [1,3]:

**Tableau (I.4) :** Répartition de la population par zones.

Zones	Villages	Nombres d'habitants en 2008
01	IghiltiziBoua + Loudha	2078
02	Tazrout + Ikooussa	1193
03	Ivakarene+ Ait Ikene+ Ibouyessfene+ Ait Said	2404
04	16 villages	18473
<b>Total</b>	<b>24 villages</b>	<b>24148</b>

Cependant, la zone 04 contient trois villages qui sont alimentés à partir de trois sources secondaires : Thala Bouada, Aghendjour et Insar. Ils ne souffrent pas d'un manque d'eau. Ils seront donc exclus du reste de nos calculs, ce qui ramène la population à prendre en considération dans la zone 04 à 13700 habitants.

La figure (I.5) nous montre le découpage de la commune en quatre zones [3] :



**Figure (I.5) :** Découpage en zones de la commune

### **I.3.2 Le taux d'accroissement de la population**

Le choix du taux d'accroissement se fait sur la base du développement du tissu urbain ainsi que l'horizon d'étude [1] :

- Le court terme (2008-2018) :  $t= 0,5\%$
- Le long terme (2018-2043) :  $t= 1,5\%$

### **I.3.3 Estimation de la population future à différents horizons**

En 2008 la population de la commune a été estimée à 24148 habitants. La présente étude consiste à répondre aux besoins en eaux potable et industrielle de la région d'étude jusqu'à l'horizon de 2043, il y a lieu de tenir compte de:

- L'accroissement démographique ;
- L'amélioration du niveau de vie ;
- L'extension des agglomérations.

Nous allons appliquer la relation des intérêts composés, qui tient compte des naissances, du taux de mortalité et de l'immigration, ainsi que les différents déplacements de la population.

La relation est donnée par [5]:

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

Avec :

- $P_n$  : Population à l'horizon considéré ;

- $P_0$  : Population à l'année de référence (2008) ;
- $t$  : Taux d'accroissement annuel de la population ;
- $n$  : Intervalle d'années séparant  $P_n$  et  $P_0$ .

Dans le cadre de notre étude, pour l'évaluation de la population aux horizons futurs, on a retenu le court terme (2018) et le long terme (2043), comme le montre le tableau (I.5) :

**Tableau (I.5) : Estimation de la population à différents horizons**

<b>Taux d'accroissement</b>	<b>0,5 %</b>	<b>1,5 %</b>
<b>Localités</b>	<b>Population à l'horizon</b>	
	2018	2043
Zone 01	2184	3499
Zone 02	1254	2009
Zone 03	2527	4048
Zone 04	14401	23069
<b>Total</b>	20366	<b>32625</b>

### **I.3.4 Dotation**

La dotation est la norme de consommation quotidienne d'une quantité d'eau jugée nécessaire au consommateur pour subvenir à ses différents besoin [6].

L'évaluation de cette quantité d'eau dépend de nombreux paramètres, tels que : le type de l'agglomération (rural ou urbain), le type et le degré d'équipements, le niveau de vie,...etc.

Généralement pour l'estimation des besoins domestiques d'une agglomération rurale, une première approximation est établit sur la base des différents paramètres précédents.

On opte alors dans notre étude pour une dotation de 150l/j/hab.

### **I.3.5 Estimation des besoins en eau des différents usagers**

#### **I.3.5.1 Besoins domestiques**

L'estimation de la consommation moyenne journalière d'une agglomération est très importante car elle permet de déterminer les autres paramètres de dimensionnement du réseau, elle est calculée en fonction de la dotation journalière et le nombre d'habitant,

Elle est exprimée par la formule suivante [6] :

$$Q_{\text{dom}/j} = \frac{Q_i \times N_i}{1000} \quad (\text{I.2})$$

Avec :

- $Q_{\text{dom}/j}$  : Débit moyen domestique journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $Q_i$  : Dotation journalière pour chaque type de consommateur ( $\text{l}/\text{j}/\text{usager}$ ) ;
- $N_i$  : Nombre d'habitant.

Les besoins en eau pour les différentes zones sont présentés dans le tableau (I.6) :

**Tableau (I.6) :** Estimation des besoins domestiques des différentes zones

Localités	Besoins $Q_{\text{dom}/j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	
	Année	
	2018	2043
Zone 01	327,6	524,85
Zone 02	188,1	301,35
Zone 03	379,05	607,2
Zone 04	2160,15	3460,35
<b>Total</b>	<b>3054,9</b>	<b>4893,75</b>

### I.3.5.2 Estimation des besoins des équipements

#### A. Les besoins scolaires

Les besoins scolaires estimés sont résumés dans le tableau (I.7) :

**Tableau (I.7) :** Estimation des besoins scolaires des différentes zones.

Localités	Types d'équipement scolaire	Nombre d'élèves	Dotation ( $\text{l}/\text{j}/\text{élève}$ )	Consommation moyenne journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
Zone 01	01 école primaire	114	10	1,14
Zone 02	01 école primaire	162	10	12,96
	Technicum	934		
	CFPA	200		
Zone 03	école primaire	135	10	1,35
Zone 04	11 écoles primaires	1228	10	31,41
	03 CEM	1185		
	01 lycée	728		
<b>Total</b>	<b>21</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>46,86</b>

**B. Les besoins administratifs**

Les besoins administratifs sont représentés dans le tableau (I.8) :

**Tableau (I.8) : Estimation des besoins administratifs**

<b>Localités</b>	<b>Equipements administratifs</b>	<b>Nombre d'employés</b>	<b>Dotation (l/j/employé)</b>	<b>Consommation journalière (m<sup>3</sup>/j)</b>
Zone 04	Siège de daïra	26	10	0,26
	Siège d'APC	70		0,7
	Agence postale	11		0,11
	Banque BDL	14		0,14
	Sûreté urbaine	50		0,5
	Protection civile	69		0,69
	Subdivision d'hydraulique	5		0,05
	Direction d'urbanisme	17		0,17
	ADE	42		0,42
	Service des impôts	22		0,22
	Trésorier communal	10		0,10
	SAA	14		0,14
	CNAS	8		0,08
	SONALGAZ	28		0,28
	Agence de GAZ	14		0,14
Antenne APC Houra	5	0,05		
<b>Total</b>			<b>4,5</b>	

**C. Les besoins socioculturels**

Les différents besoins socioculturels sont représentés dans le tableau (I.9) :

**Tableau (I.9) : Estimation des besoins socioculturels**

Localités	Equipements socioculturels	Effectifs	Dotation (l/j/équipement)	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Zone 01	2 Mosquées	100	15	3
	1 Foyers de jeunes	40	05	0,2
Zone 02	2 Mosquées	100	15	3
Zone 03	3 Foyers de jeunes	40	05	0,6
	4 Mosquées	100	15	6
Zone 04	1 Centre culturel	254	05	1,27
	1 Maison de jeunes	150	05	0,75
	1 Bibliothèque	200	05	1
	6 Foyers de jeunes	40	05	1,2
	1 Crèche	60	30	1,8
	1 Centre psychopédagogique	12	15	0,18
	18 Mosquées	100	15	27
	1 Complexe sportif	250	60	15
<b>Total</b>				<b>58</b>

**D. Les besoins commerciaux**

Les différents besoins commerciaux sont représentés dans le tableau (I.10) :

**Tableau (I.10) : Estimation des besoins commerciaux**

Localités	Equipements commerciaux	Nombre	Dotation (l/j/équipement)	Le nombre d'employés	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Zone 01	Superette	1	10	08	0,08
	Epicerie	6	10	03	0,18
	Fastfood/ Restaurant	2	30	15	0,9
	Pharmacie	1	05	04	0,02
	Café	4	20	03	0,24
	Station de service	1	-	-	0,5
	Lavage / graissage	1	-	-	0,5
	Boulangerie	1	30	05	0,15

**Tableau (I.10) : Estimation des besoins commerciaux (suite)**

<b>Localités</b>	<b>Equipements commerciaux</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/équipement)</b>	<b>Le nombre d'employés</b>	<b>Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j)</b>
	Pâtisserie	1	30	05	0,15
	Mécanique auto	1	30	03	0,09
<b>Total 1</b>					<b>2,81</b>
	Fastfood/ Restaurant	1	30	15	0,45
	Epicerie	04	10	03	0,12
	Cafétéria	2	20	03	0,12
	Station de service	1	-	-	0,5
	Lavage / graissage	1	-	-	0,5
	Pâtisserie	1	30	05	0,3
	Mécanique auto	1	30	03	0,09
<b>Total 2</b>					<b>2,08</b>
<b>Zone 03</b>	Superette	1	10	07	0,07
	Epicerie	08	10	03	0,24
	Fastfood/ Restaurant	2	30	15	0,9
	Cafétéria	5	20	03	0,3
	Lavage / graissage	1	-	-	0,5
<b>Total 3</b>					<b>2,01</b>
<b>Zone 04</b>	Superette	3	10	08	0,24
	Epicerie – alimentation générale	63	10	03	1,89
	Cafétéria	26	20	03	1,56
	Boulangerie	6	30	04	0,72
	Pâtisserie	7	30	04	0,84
	Fastfood/ Restaurant	23	30	15	10,35
	Rôtisserie	06	30	04	0,72
	Boucherie	21	30	03	1,89
	Lavage / graissage	5	-	-	2,5
	Station de service	2	-	-	1

**Tableau (I.10) :** Estimation des besoins commerciaux (suite et fin)

Localités	Equipements commerciaux	Nombre	Dotation (l/j/équipement)	Nombre d'employés	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Zone 04	Douches publiques	2	200	20	8
	Dégraissage	2	100	03	0,6
	Mécanique auto	4	30	03	0,36
	Pharmacie	4	05	04	0,08
	Abattoir	2	-	-	08
Total 4	-	-	-	-	38,75
<b>Total</b>					<b>45,65</b>

**E. Les besoins industriels**

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

**Tableau (I.11) :** Estimation des besoins industriels

Localités	Equipements industriels	Consommation moyenne (m <sup>3</sup> /j)
Zone 03	01 huilerie	3,2
Zone 04	04 huileries	12,8
	02 unités de production de lait et de produits laitiers	6,4
<b>Total</b>	-	<b>22,4</b>

**F. Les besoins des cheptels**

Les différents besoins des cheptels sont donnés dans le tableau (I.12) suivant :

**Tableau (I.12) :** Estimation des besoins des cheptels

Localités	Type d'élevage	Nombre de tête	Dotation (l/j/tête)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Zone 01	Bovins	300	60	18	20,45
	Ovins	410	5	2,05	
	Caprins	80	5	0,4	
Zone 02	Bovins	140	60	8,4	10,125
	Ovins	300	5	1,5	
	Caprins	45	5	0,225	

**Tableau (I.12) :** Estimation des besoins des cheptels (suite et fin)

Localités	Type d'élevage	Nombre de tête	Dotation (l/j/tête)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
Zone 03	Bovins	620	60	37,2	43,1
	Ovins	980	5	4,9	
	Caprins	200	5	1	
Zone 04	Bovins	2234	60	134,04	155,1
	Ovins	3336	5	16,68	
	Caprins	912	5	4,56	
<b>Total</b>	-	-	-	-	<b>228,955</b>

**G. Les besoins sanitaires**

Les besoins sanitaires sont représentés dans le tableau (I.13) :

**Tableau (I.13) :** Estimation des besoins sanitaires

Localités	L'équipement sanitaire	Surface en m <sup>2</sup>	Nombre de lits	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Zone 01	Polyclinique	200	-	10	2
Zone 03	01 salle de soins	300	-	5	1,5
Zone 04	01 salle de soins	300	-	5	1,5
	01 maternité urbaine	3000	-	10	30
	01 hôpital projeté	-	120	20	2,4
<b>Total</b>	-	-	-	-	<b>37,4</b>

Les besoins domestiques et ceux des équipements estimés sont présentés dans le tableau (I.14) :

**Tableau (I.14) : Récapitulatif des besoins domestiques et des équipements**

Localités		Année	
		2018	2043
Zone 01	Besoins domestiques (m <sup>3</sup> /j)	327,6	524,85
	Besoins d'équipements (m <sup>3</sup> /j)	29,6	29,6
<b>Total 01</b>		<b>455,694</b>	<b>554,45</b>
Zone 02	Besoins domestiques (m <sup>3</sup> /j)	188,1	301,35
	Besoins d'équipements (m <sup>3</sup> /j)	28,255	28,255
<b>Total 02</b>		<b>272,88</b>	<b>329,605</b>
Zone 03	Besoins domestiques (m <sup>3</sup> /j)	379,05	607,2
	Besoins d'équipements (m <sup>3</sup> /j)	57,76	57,76
<b>Total 03</b>		<b>436,81</b>	<b>664,96</b>
Zone 04	Besoins domestiques (m <sup>3</sup> /j)	3054,9	4893,75
	Besoins d'équipements (m <sup>3</sup> /j)	331,13	331,13
<b>Total 04</b>		<b>3386,03</b>	<b>5224,88</b>
<b>Total</b>		<b>4396,395</b>	<b>6773,895</b>

### I.3.6 Majoration de la consommation moyenne journalière

Afin d'éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation journalière, on effectue une majoration de 10%, ce qui nous donne un coefficient de majoration ( $K_f=1.1$ ), pour compenser les fuites au niveau du réseau d'alimentation en eau potable, qui sont en fonction du type des conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien [7].

La consommation moyenne journalière majorée est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

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

Les consommations moyennes journalières majorées trouvées par cette formule dans notre cas sont présentées dans le tableau (I.15) :

**Tableau (I.15) :** Les consommations moyennes journalières majorées

Localités	Année	
	2018	2043
Zone 01	392,92	609,895
Zone 02	237,9905	362,5655
Zone 03	480,491	731,456
Zone 04	3724,633	5747,368
<b>Total</b>	<b>4836,0345</b>	<b>7451,2845</b>

**I.3.7 Variation de la consommation journalière**

La variation de la consommation quotidienne d'eau est caractérisée par des coefficients d'irrégularités journalières qui sont:  $K_{max,j}$  et  $K_{min,j}$  [7].

Tel que :

$$K_{max,j} = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy.maj/j}} \tag{I.4}$$

$$K_{min,j} = \frac{\text{Consommation minimale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy.maj/j}} \tag{I.5}$$

D'où:

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy.maj/j} \tag{I.6}$$

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy.maj/j} \tag{I.7}$$

Avec :

- $Q_{max,j}$ : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année ;
- $Q_{min,j}$  : Débit d'eau minimal du jour le moins 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 ;
- $K_{min,j}$ : Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0,7 et 0,9

Dans notre étude, on prendra :  $K_{max,j}=1,2$  et  $K_{min,j}=0,8$

Les débits max et min sont résumés dans le tableau (I.16) :

**Tableau (I.16) :** Estimation des débits max et min des différentes zones à l’horizon 2043

Localités	$Q_{moy,j} (m^3/j)$	$Q_{moy,j,maj} (m^3/j)$	$Q_{max,j} (m^3/j)$	$Q_{min,j} (m^3/j)$
Zone 01	554,45	609,895	731,87	487,2
Zone 02	329,605	362,5655	435,08	263,684
Zone 03	664,96	731,456	877,75	531,968
Zone 04	5224,88	5747,368	6896,84	4179,904
<b>Total</b>	<b>6773,895</b>	7451,2845	<b>8941,5414</b>	5419,116

**I.3.8 Variation du débit horaire**

Le débit journalier subit aussi des variations sur les 24 heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par le coefficient  $K_{max,h}$  dite, variation maximale horaire. Elle nous permet ainsi de déduire la plus forte charge du réseau afin de le dimensionner.

- Consommation moyenne horaire :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \tag{I.8}$$

- Consommation maximal horaire :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \tag{I.9}$$

- Le coefficient de variation horaire  $K_{max,h}$  peut être défini comme suit :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \tag{I.10}$$

Avec :

- $\alpha_{max}$ : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4. Dans notre cas (zone rurale et semi-rurale) on prend  $\alpha_{max} = 1,2$  ;
- $\beta_{max}$  : coefficient qui dépend du nombre d’habitant et sera déterminé par la méthode d’interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau (I.17) :

**Tableau (I.17):** Variation des valeurs de  $\beta_{max}$

Nombre d’habitant $\times 10^3$	<1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300
Les valeurs de $\beta_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

On calcule les valeurs de  $\beta_{max}$  pour chaque zone.

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau (I.18) :

**Tableau (I.18):** les valeurs de  $\beta_{max}$  et  $K_{max.h}$  à l’horizon 2043

Localités	Nombre d’habitants	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{max.h}$
Zone 01	3499	1,2	<b>15,3</b>	<b>1,84</b>
Zone 02	2009		<b>1,69</b>	<b>2,03</b>
Zone 03	4048		<b>1,5</b>	<b>1,8</b>
Zone 04	23069		<b>1,19</b>	<b>1,43</b>

Les consommations moyennes et maximales horaires des différentes zones sont calculées respectivement par les formules (I.8) et (I.9) et représentées dans le tableau (I.19) :

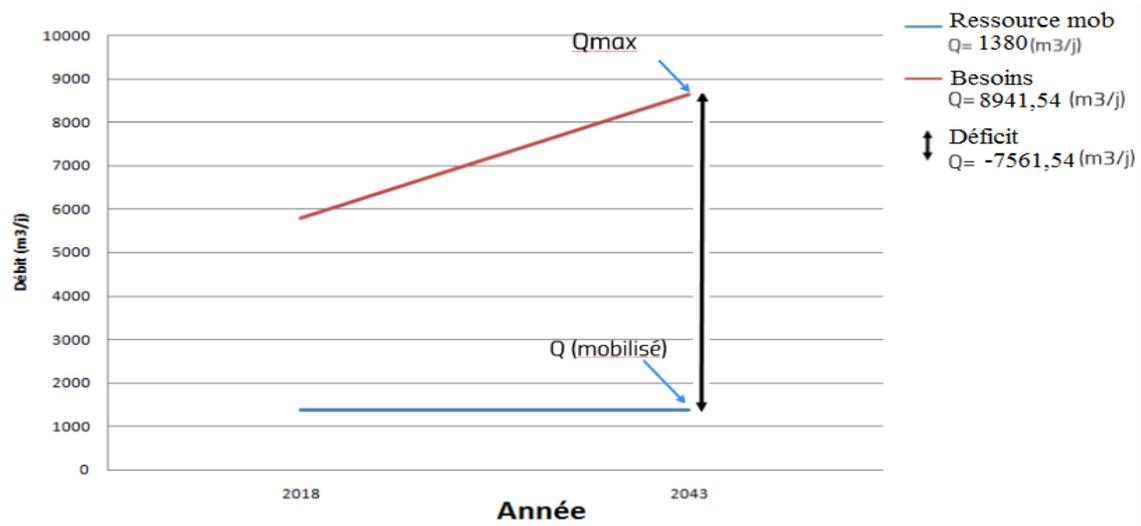
**Tableau (I.19) :** La consommation moyenne et maximale horaire pour chaque zone

Localités	$Q_{max,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{moy.h}$ (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{max.h}$ (m <sup>3</sup> /j)
Zone 01	731,87	30,4946	56,1100
Zone 02	435,08	18,1283	36,8005
Zone 03	877,75	36,5729	65,8313
Zone 04	6896,84	287,3683	408,0630

**I.3.9 Bilan ressources-besoins**

Ce bilan déterminera la situation hydraulique de la commune de Bouzeguène, et ce en comparant les ressources mobilisées actuellement en période d’été, à savoir : la source Adardar et les forages Ait-Ikhelef, et les forages de Oued Boubhir réalisés récemment avec les besoins de la commune en terme d’AEP.

Le bilan de consommation de la zone d’étude est présenté dans la figure (I.6) suivant :



**Figure (I.6) :** Bilan ressources-besoins

#### **I.4 Description du projet**

La figure (I.7) représente la description générale du projet, avec les débits des ressources existantes et l'estimation des besoins des différentes zones d'étude.

L'étude consiste à un refoulement du déficit estimé à 106,7 l/s, par un piquage au niveau d'Ouzellaguène situé à 130 m d'altitude, via quatre stations de reprise vers le réservoir final situé à 1247m d'altitude. Ensuite une adduction gravitaire vers les réservoirs de tête de chaque zone.

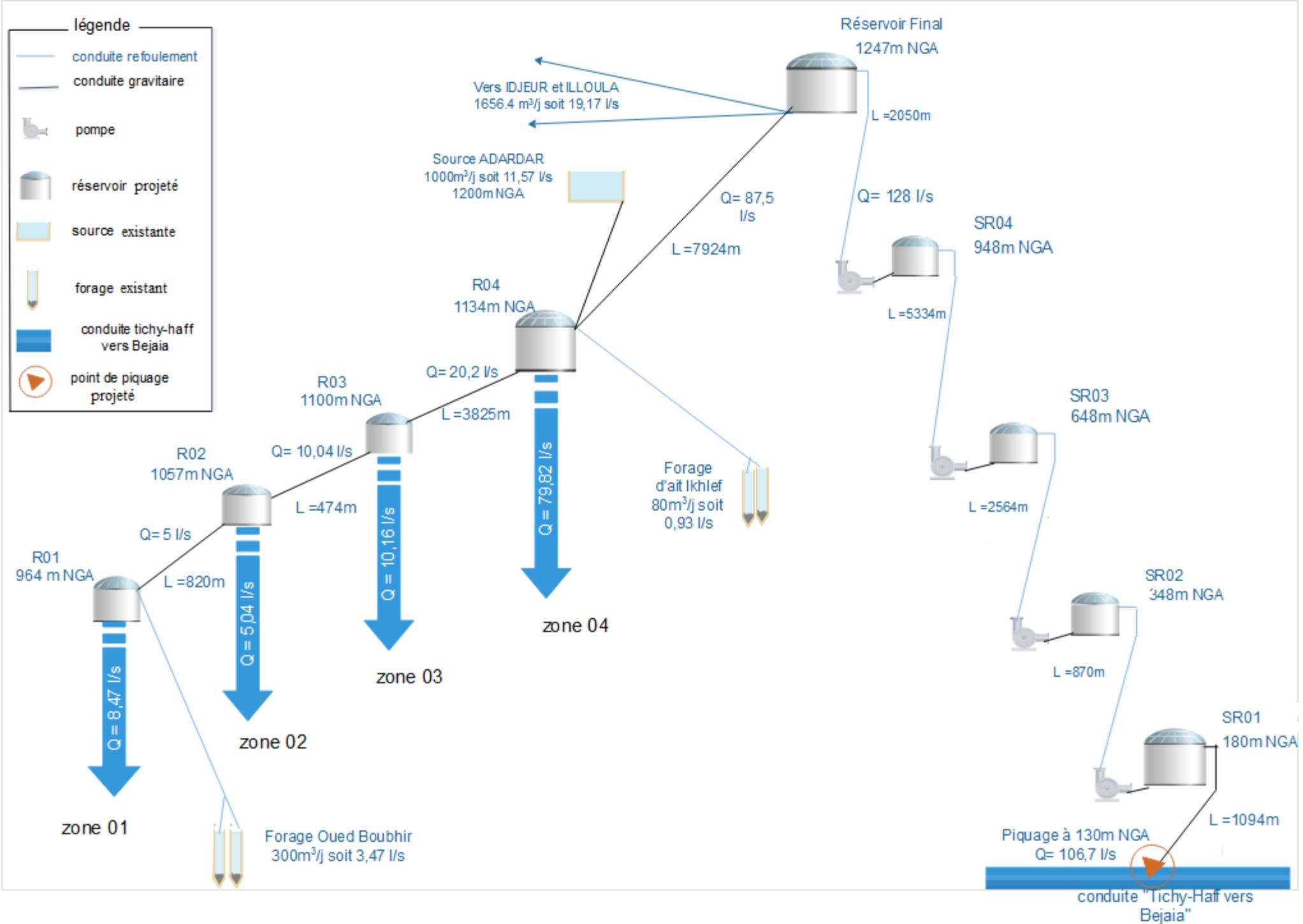
#### **I.5 Conclusion**

Ce chapitre a englobé, les caractéristiques générales de la commune, les données relatives à la situation hydraulique actuelle et les besoins en eau de la population et des différents équipements.

L'élaboration du bilan besoins-ressources nous montre que la commune de Bouzeguène présente un déficit énorme en eau potable, ce qui nécessitera la mobilisation de nouvelles ressources afin d'assurer les besoins à long terme. Ces nouvelles ressources devront couvrir le déficit estimé à 7561,54 m<sup>3</sup>/j soit 87,5 l/s.

D'après les données recueillies auprès de la direction des ressources en eau, le seul moyen possible et la seule ressource proche pour combler cet énorme déficit est de faire un renforcement à partir du barrage Tichy-Haff de Béjaïa à travers un piquage au niveau d'Ouzellaguen.

Cette réalisation ne va pas seulement alléger la crise en eau que connaît la région de Bouzeguène mais aussi de combler les déficits des deux communes « IFIGHA et ILLOULA » estimé à 1656,36 m<sup>3</sup>/j soit 19,17 l/. Ainsi le débit total transféré à partir du piquage sera égale à 9217,9 m<sup>3</sup>/j soit 106,7 l/s.



**Figure (I.7):** Schéma descriptif du projet

## *Les réservoirs*

## **II.1 Introduction**

Les réservoirs sont des ouvrages très importants dans un réseau d'alimentation en eau potable. Ils sont aménagés pour contenir l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel. Ce sont des ouvrages hydrotechniques qui doivent présenter certains impératifs à savoir : la résistance, l'étanchéité et la durabilité. C'est aussi une réserve qui garantit l'autonomie en cas d'incident sur le réseau d'eau potable.

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation.

Dans ce deuxième chapitre on a pour but d'étudier ces ouvrages, et déterminer les volumes de stockage nécessaire pour notre projet.

## **II.2 Les utilités des réservoirs**

Les réservoirs d'eau potable permettent d'assurer des fonctions générales qui sont diverses et de nature à la fois technique et économique [6,8] :

- Régulariser le débit qui permet d'adapter la production à la consommation qui veut dire emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituer lorsque la consommation devient supérieure à la production ;
- Assurer la sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité des incidents suivants sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution :
  - Panne électrique ;
  - Remplacement d'une pompe ;
  - Accident sur la conduite de refoulement.
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution, qui correspond à une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- Disposer à l'aval immédiat d'une station de traitement, ils jouent un rôle de réacteur en assurant un temps de contact entre le désinfectant et l'eau ;

En résumé, les réservoirs constituent un volant qui permet d'assurer aux heures de pointe, les débits maximaux demandés. De plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies.

## **II.3 Caractéristiques du réservoir**

Le réservoir doit présenter les caractéristiques suivantes [7] :

- Résistance contre la pression de l'eau ;

- Résistance pendant une très longue durée contre le contact de l'eau ;
- Etanchéité de la paroi intérieure pour éviter les fuites.

#### **II.4 Choix du site d'implantation**

Pour assurer un bon fonctionnement du réseau, le choix du site d'implantation du réservoir doit être fait, en prenant en compte des considérations de pression aux points d'alimentation ainsi que de la cote des points d'alimentation les plus bas et les plus hauts.

Il faut que l'emplacement choisi pour la construction du réservoir coïncide avec l'un des rôles qu'il doit jouer, à savoir : assurer une pression suffisante au moment de pointe, par conséquent, les altitudes de la cuve et celle de son radier doivent être situées au niveau supérieur de la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau [7,8].

Et aussi il faut tenir compte de la topographie et la géologie des lieux. Il ne faut pas oublier les extensions futures de l'agglomération [8]

#### **II.5 Classification des réservoirs**

Il existe différents types de réservoirs, on peut les classer selon plusieurs paramètres, à savoir [6]:

- Les réservoirs au sol (enterré, semi enterré ou sur le sol) qui alimentent gravitairement le réseau de distribution ;
- Réservoir avec station de surpression associée : dans ce cas l'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression ;
- Réservoirs surélevés : là la cuve du réservoir étant disposée sur une tour ;
- Réservoir sous-pression : où un dispositif de compresseur d'air maintient au dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique ;

On peut aussi les classer suivant la nature des matériaux :

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonnerie ;
- Les réservoirs en béton armé.

#### **II.6 Choix du type de réservoirs**

Généralement, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain) [3].

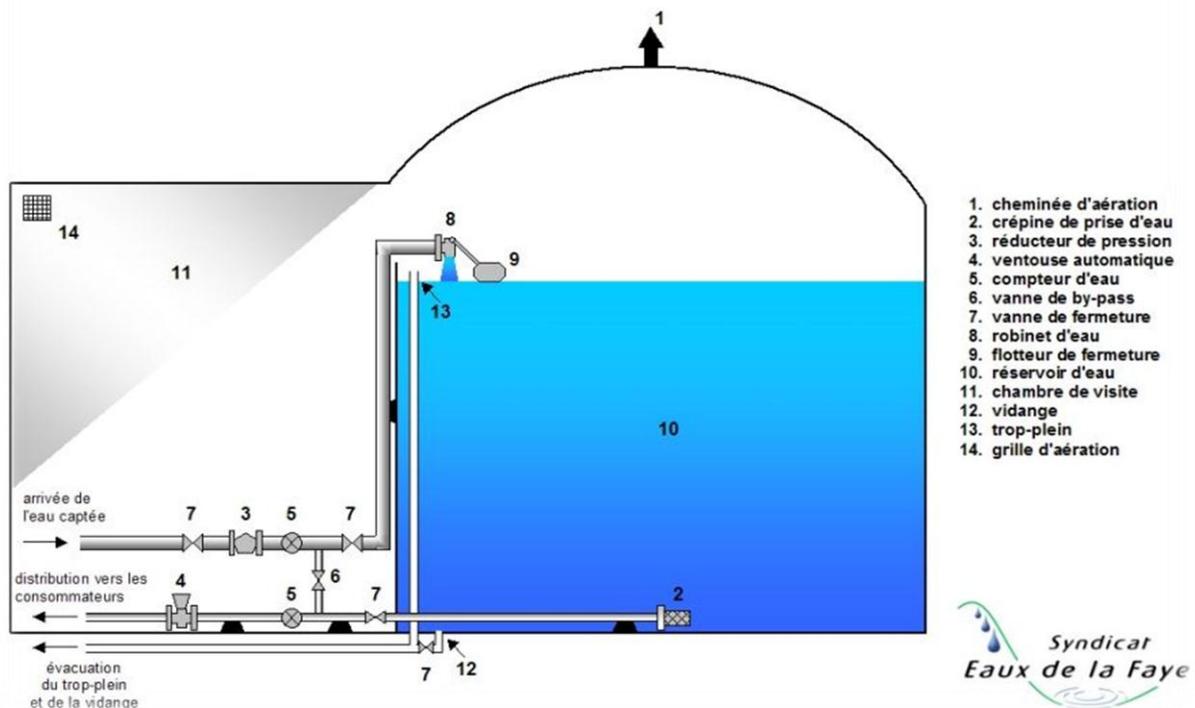
Mais Il est préférable de réaliser des réservoirs circulaires qui représentent les avantages suivants [7] :

- Des frais de construction économique ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;
- Une étude architecturale simplifiée ;
- Une bonne étanchéité facile à réaliser.

### II.7 Equipements des réservoirs

Les réservoirs sont équipés des systèmes d'arrivée, de départ, de vidange et de trop plein, ainsi qu'un mécanisme de régulation de capteur de niveau d'eau dans la cuve commandant le fonctionnement des pompes qui l'alimentent en eau. Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur [7].

### UN RESERVOIR D'EAU POTABLE



**Figure (II.1) :** Schéma représentatif des équipements d'un réservoir [8].

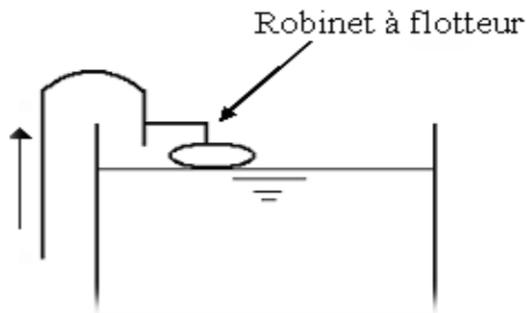
#### II.7.1 Conduite d'arrivée (d'adduction)

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal [7] :

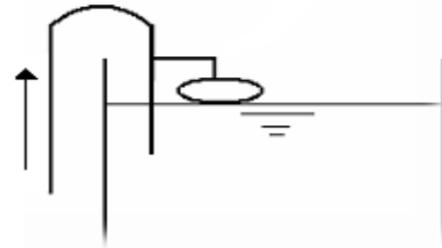
- Obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ;
- Un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'adduction s'effectue par surverse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines,

ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée.



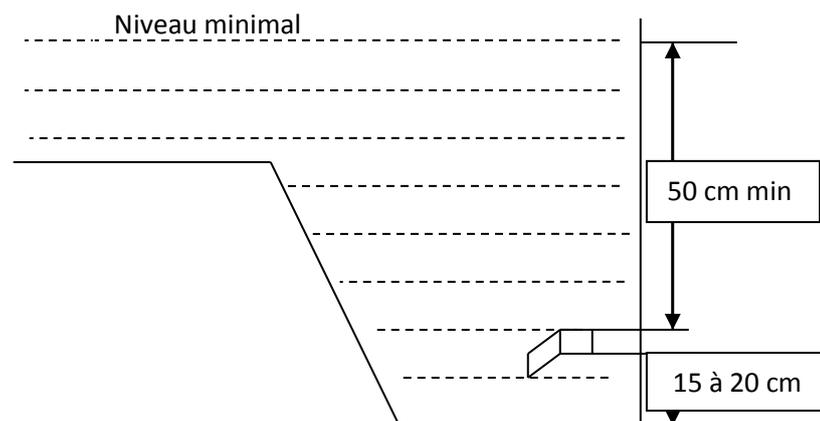
**Figure (II.2) :** Adduction avec chute libre



**Figure (II.3):** Adduction noyée

### II.7.2 Conduite de départ (distribution)

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au dessus du radier en vue d'éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve, il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau [7].



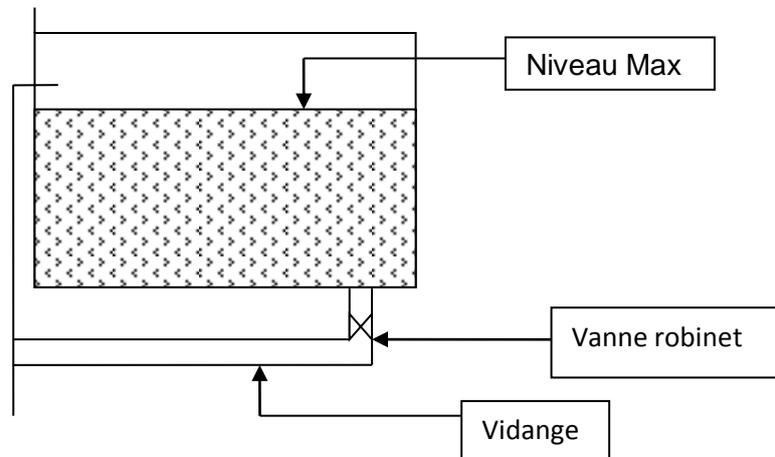
**Figure (II.4):** Conduite de distribution

### II.7.3 Conduite de trop plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale ou 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 qui pourraient pénétrer dans le réservoir, on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante [7].

**II.7.4 Conduite de vidange**

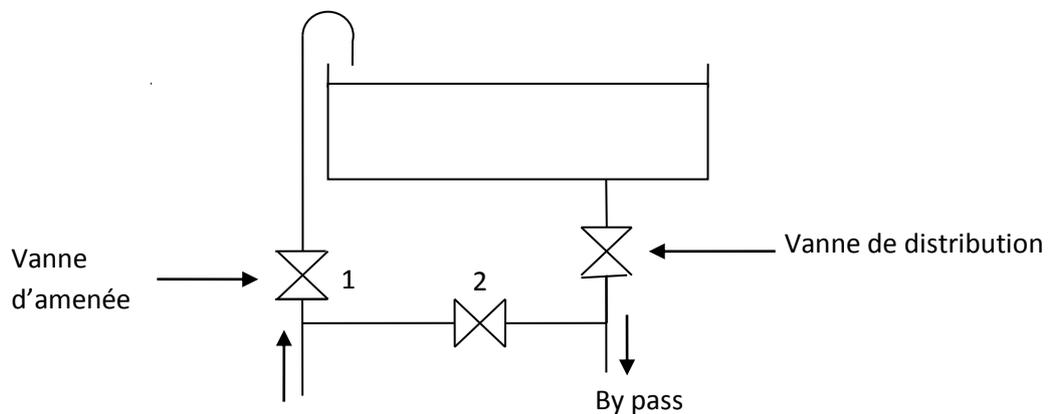
Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein, elle comporte un robinet vanne, on l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation où un nettoyage du réservoir [6].



**Figure (II.5) : Trop plein et vidange**

**II.7.5 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. Elle s'effectue selon le schéma de la figure (II.6) : en temps normal 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée ; en by-pass, on ferme 1 et 3 et on ouvre 2 [7].



**Figure (II.6): By pass entre adduction et distribution**

**II.7.6 Ligne pilote**

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute d'un réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau supérieur [7].

**II.7.7 Une chambre de visite**

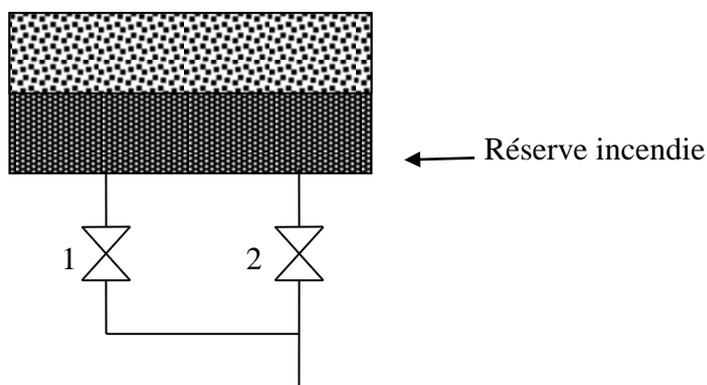
Appelée également chambre sèche ou chambre de vanne, c'est la partie du réservoir où les agents peuvent venir faire des prélèvements d'eau, contrôler les compteurs généraux ou inspecter le niveau du réservoir. Cette chambre contient tous les appareils hydrauliques nécessaires au bon fonctionnement du réservoir, c'est aussi dans la chambre de visite qu'arrivent et partent les conduites d'arrivée et de départ d'eau [8].

**II.7.8 Matérialisation de la réserve d'incendie**

Pour conserver la réserve destinée à lutter contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, on distingue deux types de dispositions [6] :

**II.7.8.1 Système à deux prises**

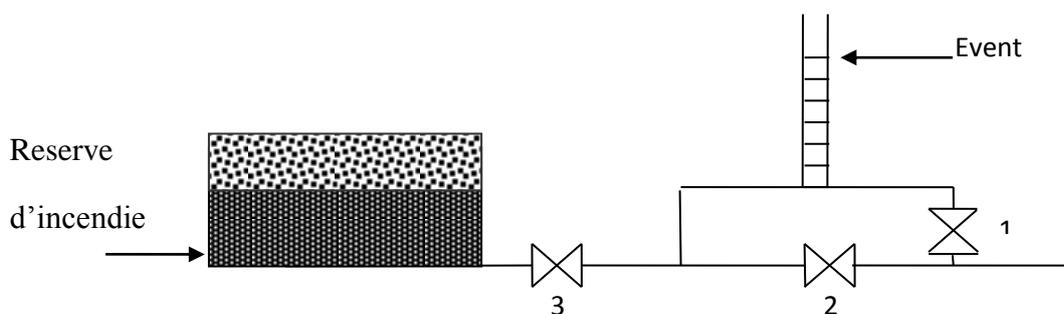
- En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte.
- En cas d'incendie, 1 est ouverte.



**Figure (II.7) : Système à deux prises**

**II.7.8.2 Système à siphon**

- En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.
- En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.



**Figure (II.8) : Système à siphon**

## II.8 Dimensionnement des stations de reprises

La station de reprise est équipée d'un ouvrage de transaction d'eau avec une capacité bien déterminée et une station de pompage permettant le refoulement. L'adduction par refoulement jusqu'au réservoir final s'effectue par l'intermédiaire de quatre stations de reprises : SR01, SR02, SR03 et SR04.

La station de reprise SR01 est alimentée gravitairement à partir du piquage sur la conduite de transfert « Tichy-Haff vers Béjaia » au niveau d'Ouzellaguène, et ceci 24h/24h avec une pression de service de 90m à une altitude de 130m, et puisque le temps de refoulement est de 20h /24h, alors son dimensionnement sera comme les réservoirs.

Le dimensionnement des trois autres stations de reprise, sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorce pas. On prendra dans ce cas un temps de stockage d'un quart d'heure (1/4 heure).

$$V_{st} = Q_{max,j} \times \frac{t}{T} \quad (II.1)$$

Avec :

- $V_{st}$ : volume de la station de reprise ;
- $Q_{max,j}$  : débit entrant dans la station ;
- $t$  : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ( $t=0,25h$ ) ;
- $T$  : Temps de pompage.

## II.9 Calcul de la capacité des ouvrages de stockage

Deux méthodes peuvent être utilisées pour le calcul de la capacité de stockage.

### II.9.1 Méthode analytique

La capacité du réservoir est déterminée en tenant compte des variations du débit entrant et sortant, c'est-à-dire, d'une part de mode d'adduction et d'autre part de la variabilité de la consommation journalière de l'agglomération. A partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

La répartition des débits d'apport se fait sur 24 heure dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20 heure dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation des pannes éventuelles et l'entretien au niveau de la station de pompage, et en tenant compte des heures de pointes arrêter par la tarification de la SONELGAZ ou le prix d'énergie est élevé. Le régime de la consommation de notre agglomération ( $K_{max,h}$ ) sera défini d'après les résultats expérimentaux présentés sous forme tableau des régimes de la consommation des agglomérations (Annexe (1)) [8].

**II.9.1.1 Volume utile de stockage**

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération [7].

Le volume maximal de stockage du réservoir à prévoir est déterminé par la formule

suivante :

$$V_{\max} = P \times \frac{Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- $V_{\max}$  : Volume maximal de stockage ( $\text{m}^3$ ) ;
- $Q_{\max,j}$  : Consommation maximale journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $P$  : Résidu maximal dans le réservoir (%).

**II.9.1.2 Détermination de la valeur P%**

On fait la différence, pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation ; cette différence est ensuite reportée dans la colonne des surplus et déficits selon son signe. On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée ( $P\%$  max) sera le pourcentage du volume de stockage.

Tel que :

$$P_{\max} (\%) = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| \quad (\text{II.3})$$

Avec :

- $\Delta V^+$  : Valeur maximal du résidu ;
- $\Delta V^-$  : Valeur minimal du résidu.

**II.9.1.3 Le volume total du réservoir**

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qu'est égale à  $120\text{m}^3$  (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de  $60\text{m}^3/\text{h}$ ) [10] :

$$V_{\text{total}} = V_u + V_{\text{incendie}} [9] \quad (\text{II.4})$$

Avec :

- $V_{\text{total}}$  : Volume total du réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;
- $V_u$  : Volume utile de stockage ( $\text{m}^3$ ) ;
- $V_{\text{incendie}}$  : Volume de la réserve d'incendie ( $V_{\text{incendie}}=120 \text{ m}^3$ ).

**II.9.2 Méthode graphique**

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale et de la courbe d'apport des débits pompés. On trace sur un même graphe la différence entre les courbes cumulées des débits d'apport et de consommation en fonction du temps, le volume utile de stockage du réservoir est obtenu en sommant la valeur absolue de l'écart des deux extrêmes entre les deux courbes, ce volume est donné par la formule suivante :

$$V_u = V_{\max} + V_{\min} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- $V_{\max}$  : Résidu maximal ( $\text{m}^3$ ) ;
- $V_{\min}$  : Résidu minimal ( $\text{m}^3$ ).

## II.10 Partie calculs

### II.10.1 Calcul de la capacité de la station de reprise SR01

La station de reprise SR01 se situe à une cote de 180 m, elle reçoit un débit de  $Q_{\max,j}=9217,9 \text{ m}^3/\text{j}$ , le calcul de sa capacité est présenté dans le tableau (II.1) :

**Tableau (II.1) : Capacité de la station de reprise SR01**

Heures	Apports (%)	Refoulement (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,167	5		-0,833	-0,833
1-2	4,167	5		-0,833	-1,666
2-3	4,167	5		-0,833	-2,499
3-4	4,167	5		-0,833	-3,332
4-5	4,166	5		-0,834	-4,166
5-6	4,166	5		-0,834	-5
6-7	4,166	5		-0,834	-5,834
7-8	4,166	5		-0,834	-6,668
8-9	4,167	5		-0,833	-7,501
9-10	4,167	5		-0,833	-8,334
10-11	4,167	5		-0,833	-9,167
11-12	4,167	5		-0,833	-10
12-13	4,167	5		-0,833	-10,833
13-14	4,167	5		-0,833	-11,666
14-15	4,167	5		-0,833	-12,499
15-16	4,167	5		-0,833	-13,332
16-17	4,167	5		-0,833	<b>-14,165</b>
17-18	4,166	0	4,166		-9,999
18-19	4,166	0	4,166		-5,833
19-20	4,166	0	4,166		-1,667
20-21	4,166	0	4,166		<b>2,499</b>
21-22	4,167	5		-0,833	1,666
22-23	4,167	5		-0,833	0,833
23-24	4,167	5		-0,833	0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>16,664</b>	<b>-16,664</b>	/

D'où : la valeur de P(%) est :

$$P_{\max} \% = |2,499| + |-14,165| = 16,664 \%$$

Donc : le volume total de la SR01 est :

$$V_{SR} = 16,664 \times 9217,9/100 = 1536,1 \text{ m}^3$$

On opte pour une station de reprise de : **V=1600 m<sup>3</sup>**

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on fixe sa hauteur **h=4m**, son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$D = \sqrt{\frac{V \times 4}{h \times \pi}} \quad (\text{II.6})$$

$$\text{Donc : } D = \sqrt{\frac{1600 \times 4}{4 \times 3,14}} = 22,57 \text{ m}$$

$$\mathbf{D= 23 \text{ m}}$$

### **II.10.2 Calcul de la capacité des stations de reprise SR02, SR03 et SR04**

Pour les stations de reprises SR02, SR03 et SR04 qui se trouvent à des cotes respectivement (348m, 648m et 948m) qui reçoivent le même débit que SR01.

D'où :

$$V_{st} = \frac{9217,9 \times 0,25}{20} = 115,22 \text{ m}^3.$$

On opte pour une station de reprise de **V= 120m<sup>3</sup>**

Après avoir déterminé la capacité des SR (02,03 et 04), on fixe la hauteur h=4m, leur diamètre sera :

$$D = \sqrt{\frac{120 \times 4}{4 \times 3,14}} = 6,18 \text{ m}$$

$$\mathbf{D= 7 \text{ m}}$$

### **II.10.3 Le dimensionnement du réservoir final**

Le réservoir final se situe à une cote de 1247 m, il reçoit un débit de  $Q_{\max,j}=9217,9 \text{ m}^3/\text{j}$ , ce réservoir assure une adduction gravitaire vers les trois communes à alimenter.

#### **II.10.3.1 Par la méthode graphique**

Le calcul de sa capacité est présenté dans le tableau (II.2) :

**Tableau (II.2) : Capacité du réservoir final (Rf)**

Heures	Apport (m <sup>3</sup> /h)	Sortie (m <sup>3</sup> /h)	Surplus (m <sup>3</sup> /h)	Déficit (m <sup>3</sup> /h)	Résidu (m <sup>3</sup> /h)
0-1	460,895	384,109893	76,785107		76,7851
1-2	460,895	384,109893	76,785107		153,570207
2-3	460,895	384,109893	76,785107		230,355314
3-4	460,895	384,109893	76,785107		307,140421
4-5	460,895	384,109893	76,785107		383,925528
5-6	460,895	384,109893	76,785107		460,710635
6-7	460,895	384,109893	76,785107		537,495742
7-8	460,895	384,109893	76,785107		614,280849
8-9	460,895	384,109893	76,785107		691,065956
9-10	460,895	384,109893	76,785107		767,851063
10-11	460,895	384,109893	76,785107		844,63617
11-12	460,895	384,109893	76,785107		921,421277
12-13	460,895	384,109893	76,785107		998,206384
13-14	460,895	384,109893	76,785107		1074,99149
14-15	460,895	384,109893	76,785107		1151,7766
15-16	460,895	384,109893	76,785107		1228,56171
16-17	460,895	384,109893	76,785107		1305,34681
17-18	0	384,109893		-384,109893	921,236919
18-19	0	384,109893		-384,109893	537,127026
19-20	0	384,109893		-384,109893	153,017133
20-21	0	384,109893		-384,109893	-231,09276
21-22	460,895	384,109893	76,785107		-154,307653
22-23	460,895	384,109893	76,785107		-77,522546
23-24	460,895	384,109893	76,785107		0
<b>Total</b>	<b>9217,9</b>	<b>9218,63743</b>	<b>1536</b>	<b>-1536</b>	<b>/</b>

Les résultats calculés dans le tableau (II.2) sont représentés dans la figure (II.9) :

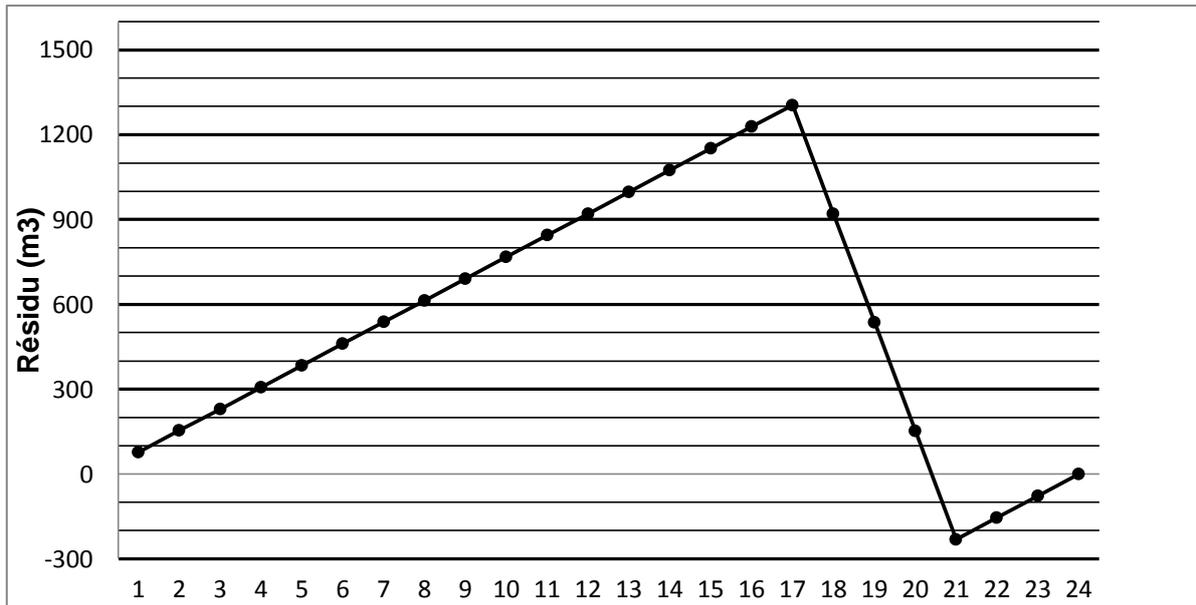


Figure (II.9) : Détermination graphique de la capacité du réservoir Rf

• **Interprétation du graphe :**

On déduit de ce graphe que :  $V_{\max} = 1305,34\text{m}^3$  et  $V_{\min} = 231,09\text{ m}^3$ , donc le volume utile de Rf est :

$$V_u = 1305,34 + 231,09 = 1536,43\text{ m}^3$$

En ajoutant le volume d'incendie, sa capacité deviendra :

$$V_t = 1536,43 + 120 = 1656,43\text{m}^3$$

On opte pour un réservoir de :  **$V = 1700\text{ m}^3$**

**II.10.3.2 Par la méthode analytique**

Le calcul de sa capacité est présenté dans le tableau (II.3) suivant :

**Tableau (II.3) : Capacité du réservoir final (Rf)**

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	4,167	0,833		0,833
1-2	5	4,167	0,833		1,666
2-3	5	4,167	0,833		2,499
3-4	5	4,167	0,833		3,332
4-5	5	4,167	0,833		4,165
5-6	5	4,167	0,833		4,998
6-7	5	4,167	0,833		5,831
7-8	5	4,167	0,833		6,664
8-9	5	4,167	0,833		7,497
9-10	5	4,167	0,833		8,33
10-11	5	4,167	0,833		9,163

**Tableau (II.3) : Capacité du réservoir final (Rf) (suite et fin)**

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
11-12	5	4,167	0,833		9,996
12-13	5	4,167	0,833		10,829
13-14	5	4,167	0,833		11,662
14-15	5	4,167	0,833		12,495
15-16	5	4,167	0,833		13,328
16-17	5	4,167	0,833		14,161
17-18	0	4,167		-4,167	9,994
18-19	0	4,167		-4,167	5,827
19-20	0	4,167		-4,167	1,66
20-21	0	4,167		-4,167	-2,507
21-22	5	4,167	0,833		-1,674
22-23	5	4,167	0,833		-0,841
23-24	5	4,167	0,833		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>16,66</b>	<b>16,66</b>	/

D'où : la valeur de P(%) est :

$$P_{\max} \% = |-2,507| + |14,161| = 16,668 \%$$

Le volume utile de réservoir final est :

$$V_{SR} = 16,668 \times 9217,9 / 100 = 1536,43 \text{ m}^3$$

Donc : Le volume total de réservoir final est :

$$V_{\text{tot}} = 1536,43 + 120 = 1656,43 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de : **V=1700 m<sup>3</sup>**.

Donc : son diamètre sera :

$$D = \sqrt{\frac{1700 \times 4}{4 \times 3,14}} = 23,26 \text{ m}$$

$$D = 24 \text{ m}$$

#### **II.10.4 Dimensionnement des réservoirs de tête de chaque zone d'étude de la commune de Bouzeguène :**

Le réservoir R04 de la zone 04, est alimenté par trois apports à savoir :

- Le réservoir final avec un débit égal à **87,52 l/s** ;
- La source Adardar avec un débit de **11,57 l/s** ;
- Les forages d'Ait Ikhlef avec un débit de **0,93 l/s**.

Donc l'apport total pour R04 est de **100,018 l/s**. il assure la distribution vers la zone 04 avec un débit de **79,82 l/s** et une adduction vers le réservoir R03 de la zone 03 avec un débit de **20,2 l/s**. Le réservoir R03 assure à son tour une distribution de **10,16 l/s** pour la zone 03, et une adduction de **10,03 l/s** vers le réservoir R02 de la zone 02.

La zone 02 reçoit une distribution de **5,04 l/s** par le R02. Ce dernier assure l'adduction du débit restant qui est **5 l/s**, vers le R01 qui est alimenté aussi par les forages de Oued Boubhir avec un débit de **3,47 l/s**, il assure alors la distribution pour la zone 01 avec un débit total estimé à **8,47 l/s**.

**II.10.4.1 Dimensionnement de réservoir R04**

Le réservoir R04 se situe à une cote de 1134m, il reçoit un débit de  $Q_{max,j}=8641,54m^3/j$ , il assure la distribution vers la zone 04 dont le nombre d'habitant est 23069, avec un débit de  $6896,84 m^3/j$ , et un transfert vers la zone 03 avec un débit  $1744,7 m^3/j$ .

D'où :  $\alpha_{max} = 1,2$  et  $\beta_{max} = 1,19$

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 1,43$$

**Tableau (II.4) : Capacité du réservoir R04**

Heures	Entrées (Apports) (%)			Sorties (%)		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	Source d'Adardar	Forage d'Ait Ikhlef	Adduction à partir du barrage	Adduction	Distribution			
0-1	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	1,5962	1,7293		1,6199
1-2	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	1,6760	1,6495		3,2694
2-3	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	1,4765	1,8490		5,1184
3-4	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	1,5164	1,8091		6,9275
4-5	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	2,2746	1,0509		7,9785
5-6	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	2,9529	0,3725		8,3509
6-7	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	3,5915		-0,2659	8,0850
7-8	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	4,2299		-0,9044	7,1806
8-9	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	4,6289		-1,3035	5,8771
9-10	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	4,8285		-1,5030	4,3740
10-11	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	4,6289		-1,3035	3,0705
11-12	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	4,5492		-1,2237	1,8469
12-13	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	3,8309		-0,5054	1,3415
13-14	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	3,7511		-0,4256	0,9159
14-15	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	4,0304		-0,7049	0,2109
15-16	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	4,2299		-0,9044	-0,6935
16-17	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	4,3497		-1,0242	-1,7176
17-18	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	4,0304		-0,7049	-2,4226
18-19	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	3,8708		-0,5453	-2,9679
19-20	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	3,5915		-0,2659	-3,2338
20-21	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	3,3520		-0,0265	-3,2604
21-22	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	2,8732	0,4523		-2,8080

**Tableau (II.4) : Capacité du réservoir R04 (suite et fin)**

Heures	Entrées (Apports) (%)			Sorties (%)		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	Source d'Adardar	Forage d'Ait Ikhlef	Adduction à partir du barrage	Adduction	Distribution			
22-23	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	2,2746	1,0509		-1,7571
23-24	0,4822	0,0385	3,646	0,8412	1,6760	1,6495		-0,0017
<b>Total</b>	<b>11,5728</b>	<b>0,924</b>	<b>87,504</b>	<b>20,1888</b>	<b>79,8103</b>	<b>11,6130</b>	<b>-11,6113</b>	<b>/</b>

D'où : la valeur de P(%) est :

$$P_{\max} \% = |-3,2604| + |8,35| = 11,61 \%$$

Le volume utile de R04 est :

$$V_{R04} = 11,61 \times 8641,54 / 100 = 1003,28 \text{ m}^3$$

Le volume total de réservoir R04 est :

$$V_{\text{tot}} = 1003,28 + 120 = 1123,28 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de : **V=1200 m<sup>3</sup>**

Donc : son diamètre sera :

$$D = \sqrt{\frac{1200 \times 4}{4 \times 3,14}} = 19,54 \text{ m}$$

$$D = 20 \text{ m}$$

#### II.10.4.2 Dimensionnement de réservoir R03

Le réservoir R03 se situe à une cote de 1100 m, il assure un transfert de 866,95 m<sup>3</sup>/j vers le réservoir R02 et une distribution de 877,75 m<sup>3</sup>/j pour la zone 03 dont Le nombre d'habitant est de 4048 habitants.

D'où :  $\alpha_{\max} = 1,2$  et  $\beta_{\max} = 1,5$

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 1,8$$

**Tableau (II.5) : Capacité du réservoir R03**

Heures	Apports (%)	Transfert vers Z02 (%)	Distribution Z03 (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,167	2,0704	0,4528	1,6438		1,6794
1-2	4,167	2,0704	0,4528	1,6438		3,3232
2-3	4,167	2,0704	0,4528	1,6438		4,9670
3-4	4,167	2,0704	0,5031	1,5935		6,5605
4-5	4,166	2,0704	0,67918	1,4164		7,9769
5-6	4,166	2,0704	1,9369	0,1587		<b>8,1356</b>
6-7	4,166	2,0704	2,6161		-0,5205	7,6151
7-8	4,166	2,0704	3,1192		-1,0236	6,5916

**Tableau (II.5) : Capacité du réservoir R03 (suite et fin)**

Heures	Apports (%)	Transfert vers Z02 (%)	Distribution Z03 (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
8-9	4,167	2,0704	2,7670		-0,6704	5,9211
9-10	4,167	2,0704	2,9431		-0,8465	5,0746
10-11	4,167	2,0704	2,5155		-0,4189	4,6557
11-12	4,167	2,0704	3,2701		-1,1735	3,4822
12-13	4,167	2,0704	3,7732		-1,6766	1,8056
13-14	4,167	2,0704	3,3707		-1,2741	0,5315
14-15	4,167	2,0704	2,6916		-0,5949	-0,0635
15-16	4,167	2,0704	2,3394		-0,2428	-0,3063
16-17	4,167	2,0704	2,2639		-0,1673	-0,4736
17-18	4,166	2,0704	2,7670		-0,6714	-1,1450
18-19	4,166	2,0704	3,1695		-1,0739	-2,2189
19-20	4,166	2,0704	2,6916		-0,5959	-2,8149
20-21	4,166	2,0704	2,5155		-0,4199	<b>-3,2347</b>
21-22	4,167	2,0704	1,5093	0,5873		-2,6474
22-23	4,167	2,0704	1,0062	1,0904		-1,5570
23-24	4,167	2,0704	0,5031	1,5935		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>49,6896</b>	<b>50,3095</b>	<b>11,37</b>	<b>-11,37</b>	<b>/</b>

D'où : la valeur de P(%) est :

$$P\% = |8,1356| + |-3,2347| = 11,37 \%$$

Le volume utile du réservoir R03 est :

$$V_{\max} = 11,37 \times 1744,7/100 = 198,38 \text{ m}^3$$

Le volume total du réservoir R03 :

$$V_t = 198,38 + 120 = 318,38 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de :  **$V_t = 350 \text{ m}^3$**

Donc son diamètre est :

$$D = \sqrt{\frac{350 \times 4}{4 \times 3,14}} = 10,56 \text{ m}$$

**D= 11m**

**II.10.4.3 Dimensionnement du réservoir R02**

Le réservoir R02 se situe à une cote de 1057 m, il assure la distribution pour la zone 02 avec un débit de 435,08 m<sup>3</sup>/j dont le nombre d'habitant est 2009 habitants, ainsi un transfert vers R01 de la zone 01 avec un débit de 431,87 m<sup>3</sup>/j.

D'où :  $\alpha_{\max} = 1,2$  et  $\beta_{\max} = 1,69$

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 2,03$$

**Tableau (II.6) : Capacité du réservoir R02**

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Transfert(%)	Surplus(%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,167	0,3934	2,0756	1,7150		1,7926
1-2	4,167	0,3934	2,0756	1,7150		3,5076
2-3	4,167	0,5246	2,0756	1,5896		5,0972
3-4	4,167	0,5246	2,0756	1,5896		6,6867
4-5	4,167	1,5737	2,0756	0,5859		<b>7,2726</b>
5-6	4,167	2,8851	2,0756		-0,6688	6,6038
6-7	4,167	2,8851	2,0756		-0,6688	5,9350
7-8	4,166	2,8851	2,0756		-0,6698	5,2652
8-9	4,167	1,8359	2,0756	0,3349		5,6002
9-10	4,167	1,8359	2,0756	0,3349		5,9351
10-11	4,167	3,1474	2,0756		-0,9197	5,0154
11-12	4,167	4,4588	2,0756		-2,1743	2,8411
12-13	4,167	4,4588	2,0756		-2,1743	0,6667
13-14	4,167	3,1474	2,0756		-0,9197	-0,2529
14-15	4,167	2,6228	2,0756		-0,4179	-0,6708
15-16	4,167	2,6228	2,0756		-0,4178	-1,0886
16-17	4,167	1,8359	2,0756	0,3349		-0,7537
17-18	4,166	1,8359	2,0756	0,3339		-0,4198
18-19	4,166	3,1474	2,0756		-0,9207	-1,3405
19-20	4,166	3,1474	2,0756		-0,9207	-2,2612
20-21	4,166	3,1474	2,0756		-0,9207	<b>-3,1819</b>
21-22	4,166	1,5737	2,0756	0,5849		-2,5971
22-23	4,166	1,0491	2,0756	1,0867		-1,5104
23-24	4,166	0,5246	2,0756	1,5886		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>52,456</b>	<b>49,8144</b>	<b>11,793</b>	<b>-11,793</b>	<b>/</b>

D'où : la valeur de P(%) est :

$$P\% = |7,2725| + |-3,1819| = 10,45 \%$$

Donc le volume utile de R02 est :

$$V_{\max} = 10,45 \times 866,95 / 100 = 90,63 \text{ m}^3$$

Le volume total du réservoir est :

$$V_t = 90,63 + 120 = 210,63 \text{ m}^3$$

Volume du réservoir R02 :  $V_t = 220 \text{ m}^3$

Donc, son diamètre sera :  $D = \sqrt{\frac{220 \times 4}{4 \times 3,14}} = 8,37 \text{ m}$

$$D = 9 \text{ m}$$

#### **II.10.4.4 Dimensionnement du réservoir R01**

Le réservoir R01 se situe à une cote de 964 m, il assure la distribution vers la zone 01, dont le nombre d'habitant est de 3499 habitants. Le réservoir R01 reçoit un débit de 731,87 m<sup>3</sup>/j.

D'où :  $\alpha_{\max} = 1,2$  et  $\beta_{\max} = 1,53$

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 1,84$$

**Tableau (II.7) : Capacité du réservoir R01**

Heures	Entrées (%)		Distribution (%)	Surplus(%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	Apport (01)	Apport (02)				
0-1	2,05	2,4583	0,85	3,6583		3,709
1-2	2,05	2,4583	0,85	3,6583		7,3673
2-3	2,05	2,4583	0,85	3,6583		11,0256
3-4	2,05	2,4583	1	3,5083		14,5339
4-5	2,05	2,4583	2,7	1,8083		<b>16,3422</b>
5-6	2,05	2,4583	4,7		-0,1917	16,1505
6-7	2,05	2,4583	5,35		-0,8417	15,3088
7-8	2,05	2,4583	5,85		-1,3417	13,9671
8-9	2,05	2,4583	4,5	0,0083		13,9754
9-10	2,05	2,4583	4,2	0,3083		14,2837
10-11	2,05	2,4583	5,5		-0,9917	13,292
11-12	2,05	2,4583	7,5		-2,9917	10,3003
12-13	2,05	2,4583	7,9		-3,3917	6,9086
13-14	2,05	2,4583	6,35		-1,8417	5,0669
14-15	2,05	2,4583	5,2		-0,6917	4,3752
15-16	2,05	2,4583	4,8		-0,2917	4,0835
16-17	2,05	2,4583	4	0,5083		4,5918
17-18	0	2,4583	4,5		-2,0417	2,5501
18-19	0	2,4583	6,2		-3,7417	-1,1916
19-20	0	2,4583	5,7		-3,2417	-4,4333
20-21	0	2,4583	5,5		-3,0417	<b>-7,475</b>
21-22	2,05	2,4583	3	1,5083		-5,9667
22-23	2,05	2,4583	2	2,5083		-3,4584
23-24	2,05	2,4583	1	3,5083		-0,001
<b>Total</b>	<b>41</b>	<b>58,9992</b>	<b>100</b>	<b>24,641</b>	<b>-24,6421</b>	<b>/</b>

D'où : la valeur de P(%) est :

$$P\% = |16,3422| + |-7,475| = 23,8172 \%$$

Donc le volume utile de R04 est :

$$V_{\max} = 23,8172 \times 731,87 / 100 = 174,31 \text{ m}^3$$

Le volume total du réservoir R01:

$$V_t = 174,31 + 120 = 294,31 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de :  **$V_t = 300 \text{ m}^3$**

Son diamètre est :  $D = \sqrt{\frac{300 \times 4}{4 \times 3,14}} = 9,77 \text{ m}$

**D= 10m**

## II.12 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les capacités des ouvrages de stockage, ainsi les stations de reprises. Les résultats obtenus sont les suivants :

- La première partie comporte l'adduction par refoulement vers le réservoir final dont la capacité est de  $1700\text{m}^3$ , implanté à une cote de 1247m, par l'intermédiaire des quatre stations de reprises tel que :
  - La SR01 située à une cote de 180m, avec une capacité  $1600\text{ m}^3$ ;
  - Les (SR02, SR03, SR04) situées respectivement à des cotes 348m, 648m et 948m, avec une capacité qui est égale à  $120\text{m}^3$ ;
- La deuxième partie comporte l'adduction gravitaire à partir du réservoir final vers le réservoir R04, qui se situe à une cote de 1134m, avec une capacité de  $1200\text{m}^3$ , qui alimente le R03 qui se situe à une cote de 1110m, avec un volume de  $350\text{m}^3$ , il alimente ensuite le R02 dont la capacité est de  $220\text{m}^3$ , situé à 1057m d'altitude. Et finalement le R01 avec un volume de  $300\text{m}^3$  qui se trouve à 964 m d'altitude alimenté par R02 et les forages de Boubhir.

*Adduction*

### III.1 Introduction

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un système de conduites ou d'ouvrages architecturaux (Aqueduc) vers les réservoirs de stockage ou de distribution. Avec la définition de l'ensemble des ouvrages et équipements nécessaires pour faire transférer les eaux. On distingue deux types d'adduction ; cela dépend du relief de la région à alimenter, à savoir :

- **Adduction par refoulement** : Lorsque la source se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accueil, La pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage ;
- **Adduction gravitaire** : L'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravitation d'où son nom [7].

### III.2 Choix du tracé

Le tracé exige les conditions suivantes :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement ;
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car le cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide ;
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Les contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter ;
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreinté ne suivra pas facilement les accotements de la route.

On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation c'est-à-dire :

- Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations ;
- Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

En conclusion, on essaiera de suivre le tracé déjà existant et les nouveaux tracés projetés dépendent des conditions d'ordre technique et économique [7].

### **III.3 Choix du type des conduites**

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine.

De ce fait on distingue plusieurs types de matériaux de conduites, chacun ayant ses avantages et ses inconvénients, les plus utilisées dans l'alimentation en eau potable sont :

- Conduites en acier ;
- Conduites en fonte ductile ;
- Conduites en PVC (Chlorure de Polyvinyle) ;
- Conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) [7].

Le choix d'un matériau de canalisation devra se faire en fonction de nombreux critères à savoir [12] :

- Pression à supporter ;
- Les frais de réalisation et d'exploitation ;
- Les pertes de charge ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Les conditions d'utilisation (adduction, réseau, pression) ;
- La nature des réseaux déjà existants ;
- La proximité des usines de fabrication ;
- Les critères économiques en y incluant le stock de pièces de réparation ;
- La qualification des exploitants ;
- Les facilités d'entretien et de modification.

On donne ci-dessous les avantages de quelques types de conduites [7]:

➤ Avantages des conduites en PEHD :

Le PEHD a des caractéristiques très intéressantes à savoir :

- Bonne résistance aux sollicitations internes et externes ;
- Insensibilité à la corrosion et à la chimie de l'eau ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Un faible coût.

➤ Avantages des conduites en fonte ductile :

Les conduites en fonte ductile ont plusieurs avantages :

- Une bonne résistance mécanique à la pression externe et interne ;
- Facilité d'assemblage ;
- Longue durée de vie ;
- Une très bonne résistance à la corrosion.

**Remarque :**

Dans notre cas, vu la grande différence de côtes entre la prise d'eau et le réservoir final, les hauteurs géométriques entre les stations de reprises sont importantes, ce qui engendrera des HMT élevées. De ce fait, on a opté pour des conduites plus résistantes telles que les conduites en Fonte Ductile réputées par leur grande résistance aux pressions internes. On utilisera aussi le PEHD dans les cas possible et ce pour leurs avantages.

**III.4 Etude technico-économique**

Cette étude est indispensable, elle consiste la détermination du diamètre optimal, le plus économique qui permettra de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante ; par contre, plus le diamètre est grand, par suit la diminution des pertes de charge d'où les frais d'exploitation diminuent.

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse respectée, ainsi les paramètres tel que : le débit (Q), la vitesse (V) et les pertes de charges (H).

**III.4.1 Calcul du diamètre économique (Conduites refoulement)**

Afin d'obtenir un équilibre relatif entre ces deux facteurs (dépenses), le diamètre doit être judicieusement choisi, de façon à avoir l'optimum économique qui résulte de ces deux types de dépenses. Pour cela, on dispose de deux corrélations qui permettent l'approximation de ce diamètre économique  $D_N$  :

➤ Formule de BONNIN :  $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q}$  (III.1)

➤ Formule de BRESS :  $D_{\text{BRESS}} = 1,5 \sqrt{Q}$  (III.2)

Avec :

- Q : débit refoulé dans la conduite en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

On prendra tous les diamètres compris entre  $D_{\text{BONNIN}}$  et  $D_{\text{BRESS}}$ .

Notre choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0,5 m/s et 1,5 m/s [6].

**III.4.2 Calcul de la vitesse**

La vitesse est donnée par la formule suivante [6] :

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

Avec:

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

**III.4.3 Calcul des pertes de charge**

Les pertes de charge présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet de frottement entre les particules de l'eau et les parois des canalisations, elles se présentent sous deux formes [6]:

**III.4.3.1 Pertes de charge linéaires ( $J_L$ )**

Elles sont déterminées par la formule de Darcy –Weisbach :

$$JL = J \times L \quad (\text{III.4})$$

Avec :

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{III.5})$$

- $J_L$  : pertes de charge linéaire en mètre par mètre linéaire (m/ml) ;
- J : Pertes de charge par frottement en mètre de tuyau par mètre colonne d'eau ;
- L : longueur de la conduite (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur en m<sup>2</sup>/s ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- V : vitesse moyenne de l'écoulement (m)

**Calcul du coefficient des pertes de charges  $\lambda$** 

➤ Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- $\lambda$  : Coefficient de pertes de charge ;
- D : Diamètre du tuyau en m ;
- Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

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

- $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau ;

La viscosité cinématique est donnée par la formule de Stockes :

$$\nu \text{ [m}^2\text{/s]} = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337t + 0.000221t^2)} \quad (\text{III.8})$$

-à 10°C :  $\nu = 1,31 \times 10^{-6} \text{ m}^2\text{/s}$  ;

- à 20°C :  $\nu = 1,00 \times 10^{-6} \text{ m}^2\text{/s}$  ;

- à 30°C :  $\nu = 0,08 \times 10^{-6} \text{ m}^2\text{/s}$ .

- $K$  : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

Pour les tubes en PEHD :

$$K = 0,01 \text{ si } D \leq 200 \text{ mm} ;$$

$$K = 0,02 \text{ si } D > 200 \text{ mm}.$$

Pour les conduites en Fonte ductile :

$$K = 0,03 \text{ mm}$$

#### III.4.3.2 Pertes de charge singulières $J_s$

Elles sont provoquées par les (coudes, les vannes, les clapets,...), elles sont estimées à [7] :

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$J_s = 0,1 \times J_L \quad (\text{III.9})$$

- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte ductile :

$$J_s = 0,15 \times J_L \quad (\text{III.10})$$

#### III.4.3.3 Pertes de charge totales ( $J_t$ )

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

Pour le PEHD :

$$J_t = 1,10 \times J_L = 1,10 \times J \times L \quad (\text{III.11})$$

Pour la Fonte Ductile :

$$J_t = 1,15 \times J_L = 1,15 \times J \times L \quad (\text{III.12})$$

#### III.4.4 Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT)

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement [9].

$$HMT = H_g + J_t \quad (III.13)$$

Avec :

- $H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;
- $J_t$  : Pertes de charge totales (m).

#### III.4.5 Détermination de la puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée d'après la formule suivante [6] :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (III.14)$$

Avec :

- $P_a$  : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;
- $\eta$  : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 75%).

#### III.4.6 Détermination de l'énergie consommée par la pompe

Elle est déterminée par la formule suivante [12]:

$$E = P_a \times t \times 365 \quad (III.15)$$

Avec :

- $t$  : Nombre d'heure de pompage (20h) ;
- $P_a$  : Puissance de pompage en (Kw).

#### III.4.7 Détermination des frais d'exploitation

Elle est donnée par la formule suivante [11] :

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

Avec:

- $E$  :Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- $e$  : Prix unitaire du K.W.h. fixé par la SONELGAZ (4.67DA).

#### III.4.8 Détermination des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante [12] :

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

Avec :

- $P_u$  : le prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
- $L$  : longueur de la conduite en m ;

- A : amortissement annuel
- Calcul de l'amortissement annuel

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

Avec :

- A : L'amortissement annuel (Annuité) ;
- i : Taux d'annuité = 8 % ;
- n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 25 ans)

$$\text{D'où : } A = \frac{0.08}{(1.008)^{25} - 1} + 0.08 = 0,0937$$

$$\mathbf{A = 0,0937}$$

### III.4.9 Prix des conduites

Les prix des conduites en PEHD sont présentés dans Annexes (2), (3) et (4), et les prix des conduites en Fonte ductile sont présentés dans Annexe (5).

### III.4.10 Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

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

### III.5 Calcul des diamètres (Conduites gravitaires)

Pour le calcul des conduites gravitaire, quatre paramètres interviennent :

- Le débit (Q) ;
- La vitesse (V) : dans le cas d'une adduction gravitaire on peut aller jusqu'à 2m/s.
- Les pertes de charges (J) ;
- Le diamètre (D) : on détermine les diamètres nominaux de la conduite d'adduction gravitaire en utilisant la formule (III.20) tel que :
  - Le diamètre max pour une vitesse min ;
  - Le diamètre min pour une vitesse max.

$$D = \sqrt{\frac{Q \cdot 4}{V \cdot \pi}} \quad (\text{III.20})$$

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

Tel que :  $J_T \leq H_d$

**III.6 Equipement de l'adduction****III.6.1 Robinets et vannes**

Permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation.

**III.6.2 Vidange**

Placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoin.

**III.6.3 Ventouses**

Placées aux points les plus hauts, elles permettent l'évacuation des bulles d'air.

**III.6.4 Clapets**

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

**III.7 Détermination des diamètres économiques****III.7.1 Partie 01 : Adduction par refoulement****III.7.1.1 Conduite (SR01-SR02)**

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :	$Q = 128 \text{ l/s}$ ;
Longueur de la conduite :	$L_{1-2} = 870 \text{ m}$ ;
Côte à l'entrée de SR02 :	$C_{eSR02} = 352 \text{ m}$ ;
Côte de radier de SR01 :	$C_{rSR01} = 180 \text{ m}$ ;
Hauteur géométrique :	$H_g = 172 \text{ m}$ ;

Notre choix se porte sur une conduite en Fonte ductile PN30.

Diamètre économique calculé par les formules (III.1) et (III.2) précédentes :

- $D_{\text{BONNIN}} : 0,358 \text{ m}$
- $D_{\text{BRESSE}} : 0,537 \text{ m}$

Les diamètres normalisés choisis sont : DN 400mm, DN 450mm

**a. Calcul de la HMT**

Les valeurs de la HMT pour chaque diamètre normalisé (DN) sont représentées dans le tableau (III.1) :

**Tableau (III.1) : Calcul de la HMT**

DN (m)	V (m/s)	$R_e$	$\lambda$	j (m/m)	Jt (m)	HMT (m)
0,4	1,0191	407643	0,0145	0,00192	1,9246	173,9246
0,45	0,8052	362350	0,0146	0,00107	1,0800	173,0800

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

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

**Tableau (III.2) : Les frais d'exploitation**

DN (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exp</sub> (Da)
0,4	291,1921691	2125702,834	9927032,237
0,45	289,777468	2115375,517	9878803,662

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

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représentés dans le tableau (III.3) :

**Tableau (III.3) : Les frais d'amortissement**

DN (m)	Prix ml (DA)	A	F <sub>am</sub> (Da)
0,4	8270,53	0,0937	674052,6427
0,45	10038,78	0,0937	818165,9686

**d. Calcul du bilan**

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (III.4) :

**Tableau (III.4) : Calcul du bilan**

DN (m)	F <sub>am</sub> (Da)	F <sub>exp</sub> (Da)	Bilan (Da)
0,4	674052,6427	9927032,237	9927032,237
0,45	818165,9686	9878803,662	9878803,662

On opte pour une conduite de DN400 car c'est le plus économique, avec une vitesse d'écoulement acceptable de 1,02 m/s.

**III.7.1.2 Conduite (SR02-SR03)**

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant :  $Q = 128 \text{ l/s}$  ;
- Longueur de la conduite :  $L_{2-3} = 2564 \text{ m}$  ;
- Côte à l'entrée de SR03 :  $C_{eSR02} = 652 \text{ m}$  ;
- Côte de radier de SR02 :  $C_{rSR02} = 348 \text{ m}$  ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 304 \text{ m}$  ;

Notre choix se porte sur une conduite en Fonte ductile PN35.

Les diamètres économiques sont :

- $D_{\text{BONNIN}} : 0,358\text{m}$
- $D_{\text{BRESSE}} : 0,537\text{m}$

Les diamètres normalisés choisis sont : DN400mm, DN450mm.

**a. Calcul de la Hmt**

Les valeurs de la HMT pour chaque diamètre normalisé (DN) sont représentées dans le tableau (III.5) :

**Tableau (III.5) : Calcul de la HMT**

DN(m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	j (m/m)	Jt (m)	HMT (m)
0,4	1,0191	407643	0,0145	0,00192	5,6732	309,6732
0,45	0,8052	362350	0,0147	0,00107	3,1832	307,1832

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

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

**Tableau (III.6) : Les frais d'exploitation**

DN (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exp</sub> (Da)
0,4	518,4653987	378797,41	17675003,91
0,45	514,2980327	3754375,639	17532934,23

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

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représentés dans le tableau (III.7) :

**Tableau (III.7) : Les frais d'amortissement**

DN (m)	Prix ml (Da)	A	F <sub>am</sub> (Da)
0,4	16821,96	0,0937	4040506,768
0,45	20960,70	0,0937	5034600,618

**d. Calcul du bilan**

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (III.8) :

**Tableau (III.8) : Calcul du bilan**

DN (m)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>am</sub> (DA)	Bilan (DA)
0,4	17675003,91	4040506,768	21715510,67
0,45	17532934,23	5034600,618	22567534,85

On opte pour une conduite de DN400, avec une vitesse acceptable de 1,02 m/s.

**III.7.1.3 Conduite (SR03-SR04)**

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant :  $Q = 128 \text{ l/s}$  ;
- Longueur de la conduite :  $L_{3-4} = 5334 \text{ m}$  ;
- Côte à l'entrée de SR04 :  $C_{eSR04} = 952 \text{ m}$  ;
- Côte de radier de SR03 :  $C_{rSR03} = 648 \text{ m}$  ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 304 \text{ m}$  ;

Notre choix se porte sur une conduite en Fonte ductile PN35.

Les diamètres économiques sont :

- $D_{\text{BONNIN}} : 0,358\text{m}$
- $D_{\text{BRESSE}} : 0,537\text{m}$

Les diamètres normalisés choisis sont : DN400mm, DN450mm.

**a. Calcul de la HMT**

Les valeurs de la HMT pour chaque diamètre normalisé (DN) sont représentées dans le tableau (III.9) :

**Tableau (III.9) : Calcul de la HMT**

DN (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	j (m/m)	Jt (m)	HMT (m)
0,4	1,0191	407643	0,0145	0,00192	11,8023	315,8022
0,45	0,8052	362350	0,0147	0,00107	6,6215	310,6215

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

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

**Tableau (III.10) : Les frais d'exploitation**

DN (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,4	528,7288289	3859720,451	18024894,5
0,45	520,0549201	3796400,916	17729192,28

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

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représentés dans le tableau (III.11) :

**Tableau (III.11) : Les frais d'amortissement**

DN (m)	Prix ml (Da)	A	F <sub>am</sub> (Da)
0,4	16 821,96	0,0937	8405640,835
0,45	20 960,70	0,0937	10473697,23

**d. Calcul du bilan**

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (III.12) :

**Tableau (III.12) : Calcul du bilan**

DN (m)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>am</sub> (DA)	Bilan (DA)
0,4	18024894,5	8405640,835	26430535,34
0,45	17729192,28	10473697,23	28202889,51

On opte pour une conduite de DN400, avec une vitesse acceptable de 1,02 m/s.

**III.7.1.4 Conduite (SR04-Rf)**

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :  $Q = 128 \text{ l/s}$  ;  
 Longueur de la conduite :  $L_{4-f} = 2050 \text{ m}$  ;  
 Côte à l'entrée de Rf :  $C_{eRf} = 1251 \text{ m}$  ;  
 Côte de radier de SR04 :  $C_{rSR03} = 948 \text{ m}$  ;  
 Hauteur géométrique :  $H_g = 303 \text{ m}$  ;

Notre choix se porte sur une conduite en Fonte ductile PN35.

Les diamètres économiques sont :

- $D_{\text{BONNIN}} : 0,358\text{m}$
- $D_{\text{BRESSE}} : 0,537\text{m}$

Les diamètres normalisés choisis sont : DN400mm, DN450mm.

**a. Calcul de la HMT**

Les valeurs de la HMT pour chaque diamètre normalisé (DN) sont représentées dans le tableau (III.13) :

**Tableau (III.13) : Calcul de la HMT**

DN(m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	j (m/m)	Jt (m)	HMT (m)
0,4	1,0191	407643	0,0145	0,001923655	4,5350	307,5350
0,45	0,8052	362350	0,0146	0,001079489	2,5449	305,5449

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

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

**Tableau (III.14) : Les frais d'exploitation**

DN (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exp</sub> (Da)
0,4	514,8874264	3758678,213	17553027,25
0,45	511,5554841	3734355,034	17439438,01

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

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représentés dans le tableau (III.15) :

**Tableau (III.15) : Les frais d'amortissement**

DN (m)	Prix ml (Da)	A	F <sub>am</sub> (Da)
0,4	16821,96	0,0937	3230514,382
0,45	20960,7	0,0937	4025324,207

**d. Calcul du bilan**

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (III.16) :

**Tableau (III.16) : Calcul du bilan**

DN (m)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>am</sub> (DA)	Bilan (DA)
0,4	17553027,25	3230514,382	20783541,64
0,45	17439438,01	4025324,207	21464762,21

On opte pour une conduite de DN 400, avec une vitesse 1,02 m/s.

**III.7.2 Partie 02 : Adduction gravitaire**

**III.7.2.1 Conduite (Point de Piquage-SR01)**

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :	$Q=106,7 \text{ l/s}$ ;
Longueur de la conduite :	$L_{PP-1} = 1094 \text{ m}$ ;
Pression au point du piquage :	$H_p=90\text{m}$ ;
Côte piézométrique au départ :	$C_P= C_{PP} + H_p = 130+90=220\text{m}$
Côte à l'entrée de la station de reprise SR01 :	$C_{ESR01}=184\text{m}$
Côte au départ (au point du piquage) :	$C_{PP}=130\text{m}$ ;
Hauteur géométrique :	$H_g = 54 \text{ m}$ ;

Les diamètres disponibles des conduites en PEHD PN10 sont : DN400, DN500, DN630.

**III.7.2.1.1 Calcul des pertes de charge totales**

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (III.17):

**Tableau (III.17) :** Calcul des pertes de charge totales de la conduite (Point de piquage-SR01)

DN (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	j (m/m)	Jt (m)
0,4	0,3526	1,0932	385489	0,01414	0,00244	2,9400
0,5	0,4406	0,7001	308497	0,01462	0,00082	0,9982
0,63	0,5552	0,4409	244819	0,01520	0,00027	0,3265

Pour que l'eau arrive du point de piquage jusqu'au réservoir de la SR01, il faut que :

$J_t + H_g \leq H_p$ . Et puisque  $56,94 < 90$  donc la condition est vérifiée.

Donc on optera pour une conduite de DN 400 mm avec une vitesse acceptable de 1,09 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et diamètre, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

**III.7.2.1.2 Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv**

On a :  $H_p - (J_t + H_g) = 90 - (2,94 + 54) = 33,06\text{m}$

Donc :  $J_v = 33,06 \text{ m}$

Jv : la charge supplémentaire dont la vanne aura a dissipé.

➤ **Choix des vannes**

Le choix s'est porté sur les vannes à papillon pour tous les tronçons gravitaires, pour les raisons suivantes :

- Facilité de manipulation ;

- Possibilité de travailler avec de grands débits (grands diamètres).

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  (%)**

On a :

$$Jv = \xi * \frac{V^2}{2g} \quad \text{(III.21)}$$

D'où :

$$\xi = Jv * \frac{2g}{V^2} \quad \text{(III.22)}$$

Donc :

$$\xi = 33,06 * \frac{2*9,81}{1,09^2} = 545,945\%$$

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 68°, (Annexe (6)).

**III.7.2.2 Conduite (Rf-R04)**

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant :  $Q=87,5$  l/s ;
- Longueur de la conduite :  $L_{f-4}=7924$  m ;
- Côte de radier du réservoir Rf :  $Cr_{Rf}=1247$  m ;
- Côte de l'entrée du réservoir R04 :  $Ce_{R04}= 1138$  m ;
- Hauteur géométrique :  $Hg= 109$  m ;

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN16 sont : DN 315, DN 400 et DN500.

**III.7.2.2.1 Calcul des pertes de charge totales**

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (III.18):

**Tableau (III.18) :** Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf-R04)

DN (m)	Dint (m)	V (m/s)	$R_e$	$\lambda$	j (m/m)	Jt (m)
0,315	0,2578	1,6771	432370	0,0144	0,00803393	70,0269
0,4	0,3274	1,0398	340455	0,0148	0,002488178	21,6879
0,5	0,4092	0,6656	272397	0,0152	0,000838885	7,3120

Pour que l'eau arrive de Rf jusqu'au réservoir R04 il faut que :  $Jt \leq Hg$ , et puisque  $70,0269 \text{ m} \leq 109 \text{ m}$ , donc la condition est vérifiée.

On optera dans ce cas pour une conduite de DN 315 mm avec une vitesse de 1,67 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et diamètre, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

**III.7.2.2.2 Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv**

On a :  $Jv = Hg - Jt = 109 - 70,0269 = 38,973 \text{ m}$

$$Jv = 38,973 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  (%)**

$$\xi = 38,973 * \frac{2 * 9,81}{1,67^2} = 271,84 \text{ m}$$

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 64°, (Annexe (6)).

**III.7.2.3 Conduite (R04-R03)**

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant :  $Q=20,2 \text{ l/s}$  ;
- Longueur de la conduite :  $L_{4-3}=3824 \text{ m}$  ;
- Côte radier du réservoir R04 :  $Cr_{R04}= 1134 \text{ m}$  ;
- Côte à l'entrée du réservoir R03:  $Ce_{R03} =1104 \text{ m}$  ;
- Hauteur géométrique :  $Hg= 30 \text{ m}$  ;

En suivant les mêmes étapes précédentes pour trouver les diamètres nominaux.

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN6 sont : DN125, DN160 et DN200.

**III.7.2.3.1 Calcul des pertes de charge totales**

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (III.19):

**Tableau (III.19) :** Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (R04-R03)

DN (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	j (m/m)	Jt (m)
0,125	0,1176	1,8606	218814	0,01606	0,024102519	101,3848
0,160	0,152	1,1137	169293	0,01663	0,006917891	29,0994
0,2	0,1902	0,7113	135292	0,01723	0,002336747	9,8293

Pour que l'eau arrive du R04 jusqu'au réservoir R03 il faut que :  $Jt \leq Hg$ , et puisque :

$29,099 \text{ m} \leq 30 \text{ m}$ , donc la condition est vérifiée.

Donc on optera pour une conduite de DN 160 mm avec une vitesse acceptable de 1,11 m/s.

On va vérifier la nécessité d'une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

**III.7.2.3.2 Calcul de la pression à l'entrée de réservoir R03**

On a :  $P_{R03} = Hg - Jt = 30 - 29,099 = 0,9 \text{ m}$

$$P_{R03} = 0,9 \text{ m}$$

C'est une faible pression donc sa nécessite pas une vanne.

**III.7.2.4 Conduite (R03-R02)**

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant :  $Q=10,04 \text{ l/s}$  ;
- Longueur de la conduite :  $L_{3-2}=474 \text{ m}$  ;

Côte de radier du réservoir R03:  $Cr_{R03} = 1100 \text{ m}$  ;

Côte à l'entrée du réservoir R02 :  $Ce_{R02} = 1057 \text{ m}$  ;

Hauteur géométrique :  $Hg = 43 \text{ m}$  ;

En suivant les mêmes étapes précédentes pour trouver les diamètres nominaux.

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN10 sont : DN110, DN125 et DN160.

#### **III.7.2.4.1 Calcul des pertes de charge totales**

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (III.20):

**Tableau (III.20) :** Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (R03-R02)

DN (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	j (m/m)	Jt (m)
0,110	0,0968	1,3649	132126	0,01761	0,01728	9,0114
0,125	0,1102	1,0531	116060	0,01796	0,00921	4,8042
0,160	0,1410	0,64331	90708	0,01871	0,00279	1,4598

Pour que l'eau arrive du R04 jusqu'au réservoir R03 il faut que :  $\Delta H \leq Hg$ , et puisque :  $9,01 \text{ m} \leq 43 \text{ m}$ , donc la condition est vérifiée.

On optera pour une conduite de DN 110 avec une vitesse acceptable de 1,36 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et diamètre, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

#### **III.7.2.4.2 Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv**

On a:  $Jv = Hg - Jt = 43 - 9,01 = 33,99 \text{ m}$

$$Jv = 33,99 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  (%)**

$$\xi = 33,99 * \frac{2 * 9,81}{1,36^2} = 360,56 \text{ m}$$

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de  $64^\circ$ , (Annexe (6)).

#### **III.7.2.5 Conduite (R02-R01)**

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :  $Q = 5 \text{ l/s}$  ;

Longueur de la conduite :  $L_{2-1} = 820 \text{ m}$  ;

Côte de radier du réservoir R02 :  $Cr_{R02} = 1053 \text{ m}$  ;

Côte à l'entrée du réservoir R01 :  $Ce_{R01} = 968 \text{ m}$  ;

Hauteur géométrique :  $Hg = 85 \text{ m}$  ;

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD sont : DN75mm, DN90 mm et DN110mm.

**III.7.2.5.1 Calcul des pertes de charge totales**

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (III.21):

**Tableau (III.21) :** Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (R02-R01)

DN (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	j (m/m)	Jt (m)
0,75	0,066	1,4622	96506	0,0188	0,031187815	28,13
0,9	0,0792	1,0154	80422	0,01941	0,012882044	11,62
0,110	0,0968	0,6797	65799	0,02009	0,004888304	4,4092

Pour que l'eau arrive du R02 jusqu'au R01 :  $28,13 \text{ m} \leq 85 \text{ m}$ , donc la condition est vérifiée.

On optera pour une conduite de DN 75 avec une vitesse de 1,46 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et diamètre, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

**III.7.2.5.2 Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv**

On a:  $J_v = H_g - J_t = 85 - 28,13 = 56,87 \text{ m}$

$$J_v = 56,87 \text{ m}$$

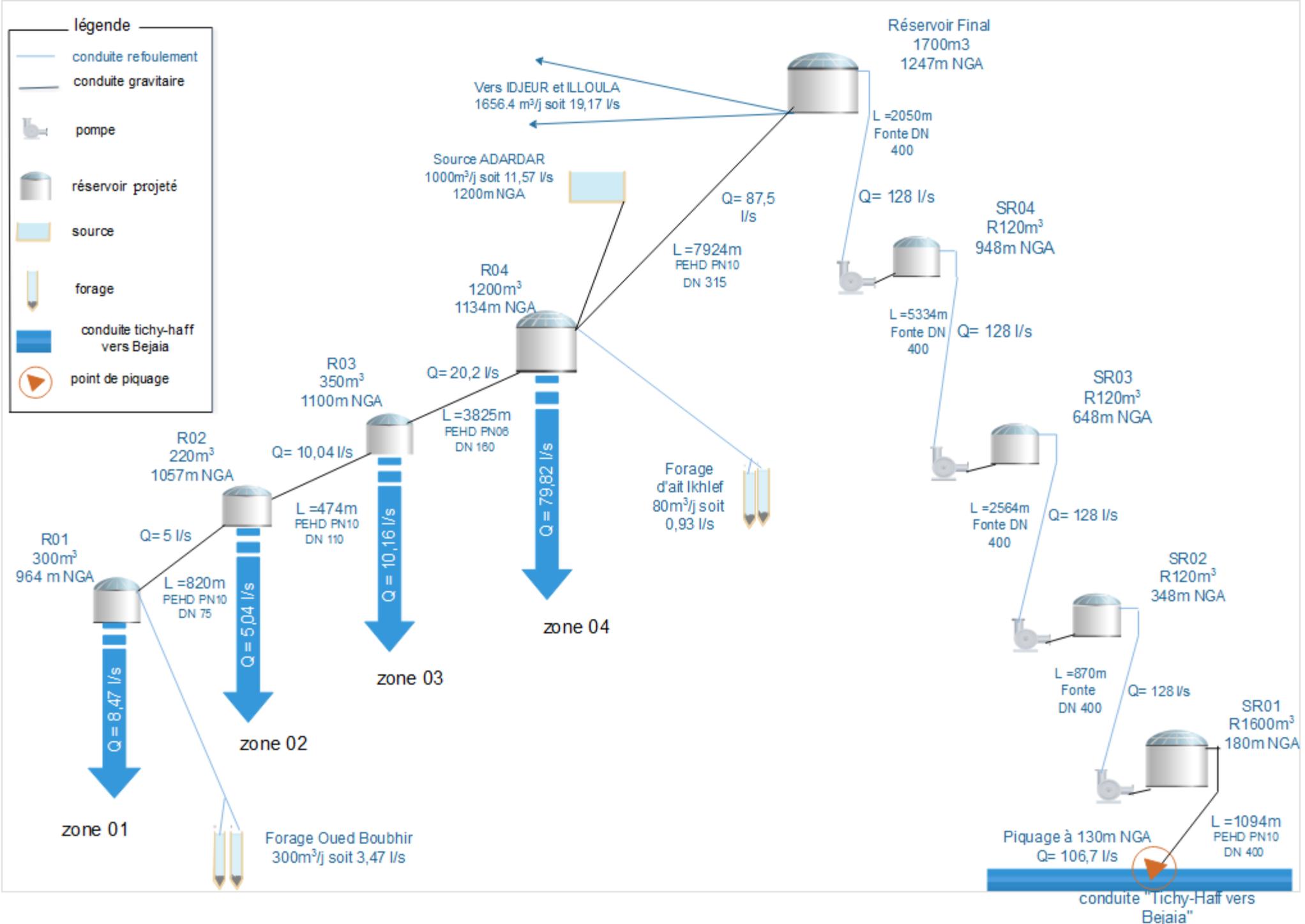
➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  (%)**

$$\xi = 56,87 * \frac{2 * 9,81}{1,46^2} = 523,635 \text{ m}$$

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de  $67^\circ$ , (Annexe (6)).

**III.8 Schéma d'adduction**

La figure (III.1), représente les différents résultats trouvés, tel que les caractéristiques des ouvrages de stockage (capacité, cote), ainsi que celles des conduites (longueurs, diamètres, matériau...).



**Figure (III.1): Schéma d'adduction projeté**

### **III.9 Conclusion**

Dans ce présent chapitre, on a déterminé les diamètres économiques après avoir calculer les différents paramètres à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, et on a choisi deux types de matériaux qui sont : la Fonte Ductile dans l'adduction par refoulement vu les dénivelées entre les différentes stations de reprise qui sont importantes aussi les HMT à qui il faut un matériau très résistant à ces hauteurs, et on a utilisé le PEHD de différentes pressions nominales dans l'adduction gravitaire.

Après cette étude technico-économique, il faut choisir des pompes convenables qui répondent aux conditions d'exploitations désirés, et ça sera réaliser dans le chapitre suivant.

# *Pompes et stations de pompages*

## **IV.1 Introduction**

Une pompe est un appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression, pour le refouler à une région à grande pression. Son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique fournie par son moteur d'entraînement en énergie hydraulique.

Dans ce présent chapitre on a pour but, l'étude et le choix des pompes idéales adaptées à l'usage de projet, qui nous permettra d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des stations de reprises projetées le long de la chaîne d'adduction [3].

## **IV.2 Eléments constitutifs d'une station de pompage**

Chaque station de pompage est généralement constituée des éléments suivants [8] :

- Une bêche de reprise, divisée en deux compartiments afin de pouvoir mettre un des deux hors service lors des travaux de maintenance (principalement le nettoyage) ou d'éventuelles réparations. Dans le but de pouvoir mettre hors service l'un des compartiments, il est prévu d'installer des vannes de sectionnement dans la chambre des vannes. Le débit d'alimentation des pompes doit être assuré par un seul compartiment ;
- Une chambre des pompes et moteurs dont le radier est situé en contrebas de la bêche de reprise ;
- Une clôture permettant de délimiter le périmètre des installations.

## **IV.3 Classification des pompes**

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories [11] :

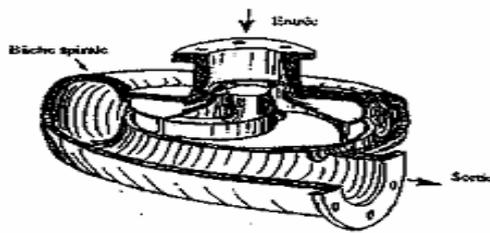
### **IV.3.1 Les pompes volumétriques**

L'écoulement résulte de la variation d'une capacité occupée par le liquide. Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, qu'elles élèvent à de faibles débits à des pressions élevées. On distingue les pompes alternatives et des pompes rotatives.

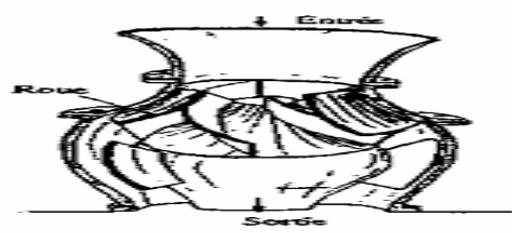
### **IV.3.2 Les turbopompes**

Le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge. Ce sont les plus employées. On distingue :

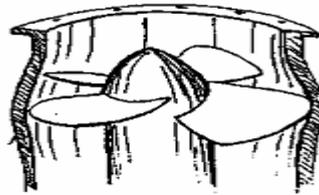
- Les pompes centrifuges : hauteur d'élévation très importante, (figure (IV.1)) ;
- Les pompes hélices : débit important et hauteur d'élévation faible, (figure (IV.2)) ;
- Les pompes hélico-centrifuges : débit moyen, hauteur d'élévation allant jusqu'à 25 à 30m, (figure (IV.3)).



**Figure (IV.1) : Pompe centrifuge**



**Figure (IV.2) : Pompe hélico centrifuge**



**Figure (IV.3) : Pompe axiale**

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées dans le domaine de l'alimentation en eau potable pour les avantages suivants :

- Elles refoulent de grands débits à des hauteurs importantes ;
- Elles constituent des groupes légers, moins chers, d'un rendement acceptable et peu encombrantes, ce qui permet de réaliser d'appréciables économies sur les bâtiments abritant les installations de pompage.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- Suivant la forme de la roue :
  - Pompe centrifuge radiale ;
  - Pompe centrifuge semi axiale.
- Suivant le nombre de roues :
  - Monocellulaire ;
  - Multicellulaire.
- Suivant la position de son axe :
  - Pompe à axe horizontal ;
  - Pompe à axe vertical.

#### **IV.4 Principe de fonctionnement d'une pompe centrifuge**

Lorsque le liquide arrive dans le corps de la pompe, la roue (alimentée par le moteur) projette le fluide à la périphérie du corps de la pompe grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de la roue ; le liquide emmagasine ainsi une énergie (potentielle) qui sera transformé

en débit et en hauteur d'élevation (énergie cinétique) [6].

En connectant ensuite la pompe à la tuyauterie de refoulement, le liquide sera facilement canalisé et atteindra l'extérieur de la pompe.

### IV.5 Constitution d'une pompe centrifuge

Généralement, une pompe comporte :

#### IV.5.1 Diffuseur et volute

Son rôle est la collecte du fluide à la sortie de la roue pour l'acheminer vers la section (croissante) de la sortie de la machine représenté dans la figure (IV.4).

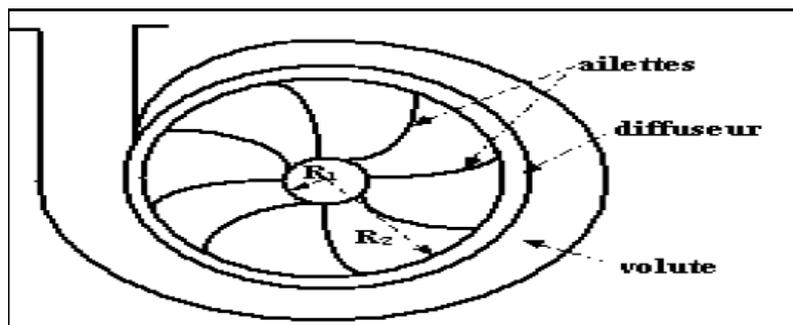


Figure (IV.4) : Diffuseur et volute

#### IV.5.2 La roue

C'est un organe mobile appelé encore rotor ou impulseur. A l'intérieur de la roue, des canaux hydrauliques sont séparés par les aubes incurvées ; ces canaux peuvent être maintenus entre deux flasques (roue fermée (Figure (IV.5)) : l'un de ces flasques ou les deux peuvent être absents (roue semi ouverte (Figure (IV.6)), ou ouverte (Figure (IV.7)), ce qui facilite le pompage des eaux chargées en corps solides.

Le rotor est caractérisé par les angles de ces aubages, ses diamètres, sa longueur, et enfin la vitesse à laquelle elle doit tourner. Elle fournit au liquide une énergie cinétique qui l'entraîne vers la périphérie du fait des forces centrifuges.



Figure (IV.5): Roue fermée

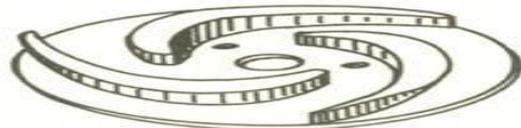


Figure (IV.6): Roue semi Ouverte



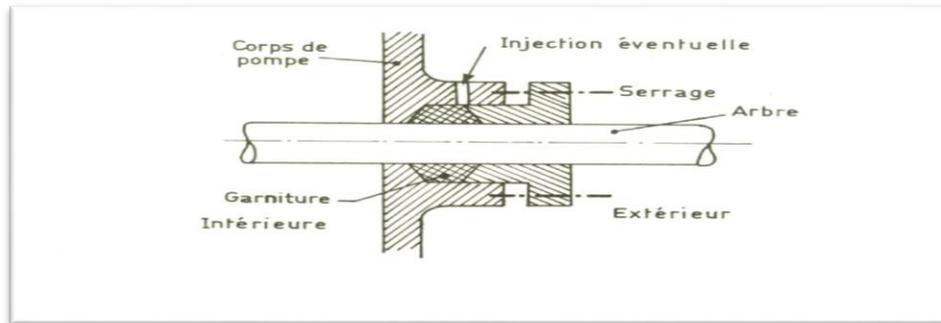
Figure (IV.7): Roue ouverte

### IV.5.2 Vis de remplissage

Elle est située sur le corps de la pompe.

### IV.5.3 Presse-étoupe

Elle est utilisée pour éviter les rentrées d'air et des fluides dans le corps de la pompe, son rôle est d'assurer l'étanchéité de la roue. Elle est représentée dans la figure (III.8).



**Figure (IV.8) : Presse-étoupe**

### IV.5.4 Flasques "disques"

Ils assurent le raccordement entre la pompe et le presse-étoupe.

### IV.5.5 Le palier

Supporte l'arbre de transmission à l'intérieur duquel on trouve différents roulements.

### IV.5.6 L'arbre

L'accouplement se fait, soit par moteur électrique, soit par un moteur thermique.

## IV.6 Choix des pompes

Le choix d'une pompe se fait à partir d'un catalogue de pompes disponibles auprès des fabricants. On utilise les points de fonctionnement pour le choix de la pompe la plus satisfaisante et qui nous permet d'avoir le meilleur rendement possible. Le choix dépend des caractéristiques hydrauliques des installations projetées à savoir [9]:

- Le débit appelé à être refoulé ;
- La hauteur manométrique totale ;
- Le meilleur rendement qui conduirait à un coût acceptable du mètre cube d'eau à élever.

## IV.7 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes dans la figure (IV.9) [6]:

**IV.7.1 La courbe hauteur-débit ( $H = f(Q)$ )**

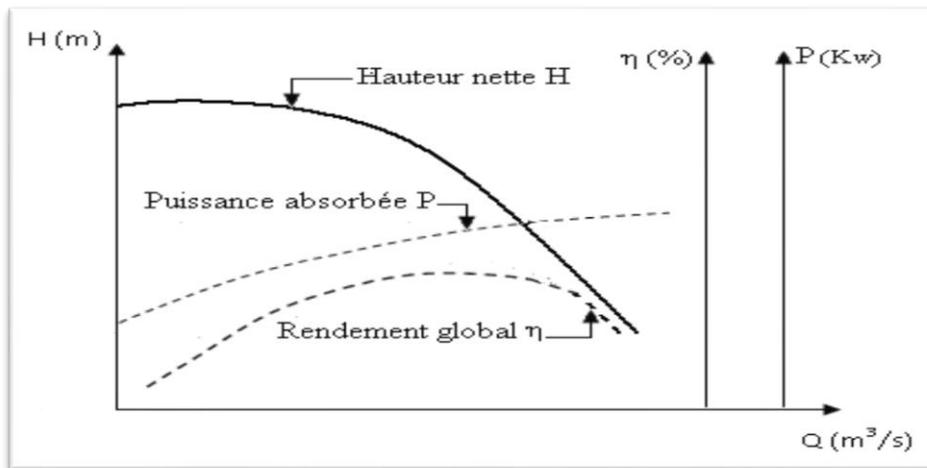
Elle représente les variations de différentes hauteurs en fonction du débit.

**IV.7.2 La courbe rendement-débit ( $\eta = f(Q)$ )**

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

**IV.7.3 La courbe des puissances absorbées-débit ( $P = f(Q)$ )**

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits.



**Figure (IV.9) :** Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

**IV.8 Caractéristiques d'une conduite**

On appelle courbe de réseau (conduite) le tracé des pertes de charge et de variations de pression et d'élévation en fonction du débit. La courbe caractéristique du réseau est définie suivant l'équation suivante :

$$H_c = H_g + \alpha Q^2 \tag{IV.1}$$

Avec :

- $H_g$ : Hauteur géométrique (m) ;
- $\alpha Q^2$  : Perte de charge au point considéré (m) ;
- $\alpha$ : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

**IV.9 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 ( $H_c=f(Q)$ ) qui sont représenté dans la figure (IV.10) ; et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal.

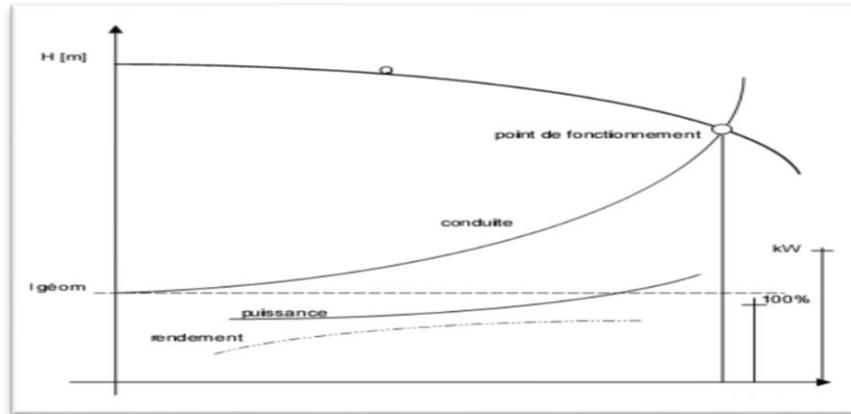


Figure (IV.10) : Point de fonctionnement d'une pompe

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, 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, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. (figure (IV.11)).

Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

#### IV.9.1 Réduction ou augmentation du temps de pompage

On garde la courbe  $H=f(Q)$  telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré, pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps  $T_1=20$  heures est de :

$V_e (m^3) = 20 \times Q_1$ , ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps  $T'$ .

Donc, on peut écrire :

$$Q \times T' = 20 \times Q_1 \quad (IV.2)$$

D'où :

$$T' = 20 \times \frac{Q_1}{Q} \quad (IV.3)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{\rho \times Q \times H}{\eta} (Kw) \quad (IV.4)$$

#### IV.9.2 Régulation par étouffement (Le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit  $Q_1$ . La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \text{ (Kw)} \quad \text{(IV.5)}$$

Avec :

$$H' = H_1 + J_v$$

Où :

- $J_v$  : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;
- $H'$  : Hauteur créer par la pompe pour le débit désiré  $Q_1$ (m) ;
- $\eta$  : Rendement (%).

### IV.9.3 Rognage de la roue

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation  $N$ , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P2 ( $Q_2, H_2$ ) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré.

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{(IV.6)}$$

Avec :

- $m$  : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage ( $r$ ) sera :

$$r = 1 - m(\%)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (Kw)} \quad \text{(IV.7)}$$

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

### IV.9.4 Variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

On trace la parabole d'équation  $y = ax^2$  (courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P1 dans la figure (III.11) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 ( $Q_3, H_3$ ), on aura alors :

La nouvelle vitesse de rotation  $N'$  donnée par :

$$N' = N_x \frac{Q_1}{Q_2} \text{ (Tr/min)} \quad \text{(IV.8)}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (Kw)}$$

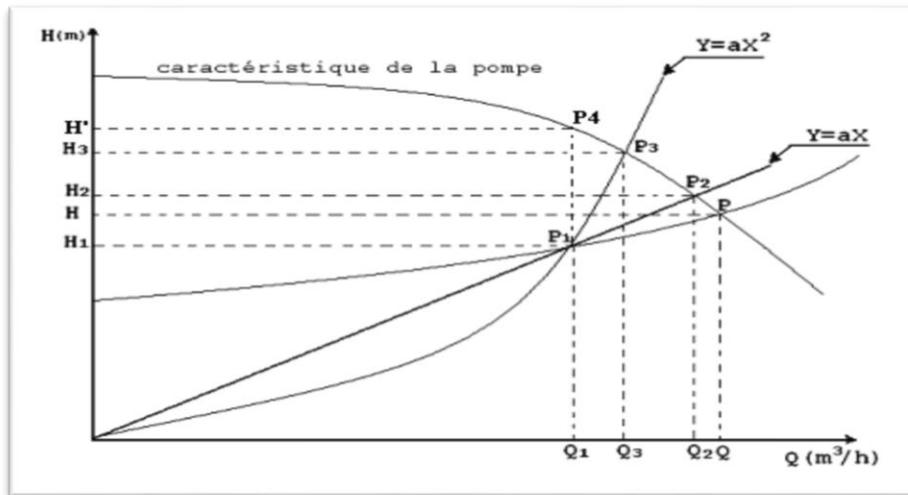


Figure (IV.11) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

#### IV.10 Couplage des pompes

Dans bien des cas, les besoins (hauteur-débit) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ces cas, on sera obligé d'utiliser un couplage de pompe [8].

##### IV.10.1 Couplage en parallèle

Ce montage se rencontre lorsqu'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit. La caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour une même hauteur les débits de chaque pompe.

Il est souvent bien avantageux d'utiliser deux pompes identiques ce qui évite les risques de décrochage et améliore le rendement de l'ensemble.

Il faudra de toute façon utiliser des pompes ayant une caractéristique constamment plongeante afin d'éviter le risque de faire barboter une des pompes.

##### IV.10.2 Couplage en série

Ce montage s'emploie lorsqu'on veut augmenter la hauteur de refoulement. Ce cas se rencontre par exemple sur des forages où une pompe immergée relève l'eau jusqu'à la surface, ou elle est reprise par une pompe de surface.

Dans ce cas, la caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour un débit donné les hauteurs de refoulement des deux pompes.

**IV.11 Etude de la cavitation**

La cavitation est un phénomène physique très complexe, elle se produit quand la pression absolue du liquide s'abaisse au-dessous de sa pression de vapeur saturante. La pression de vapeur saturante est en fonction de la nature du fluide et de sa température.

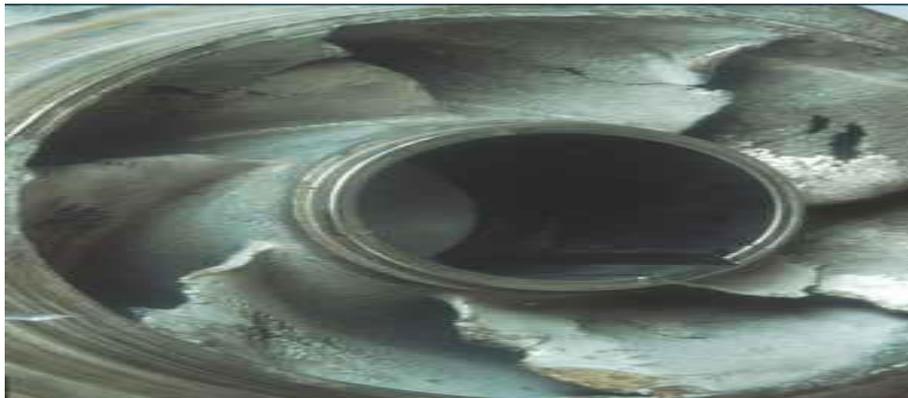
Le phénomène de cavitation correspond à une vaporisation du liquide qui se traduit par l'apparition de bulles de gaz au sein du liquide ou contre les parois.

La cavitation apparaîtra donc dans les zones où la pression est minimale, donc pour une vitesse maximale. Ces zones se situent à l'entrée de la roue au voisinage du bord d'attaque des aubes. Les effets de la cavitation se manifestent par une baisse des performances de la pompe, par une érosion des pièces métalliques et par de fortes vibrations très préjudiciables à la longévité de la pompe.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration  $NPSH_d$  (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration  $NPSH_r$  (donnée par le constructeur) :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Le phénomène de la cavitation est représenté dans la figure (IV.12) :



**Figure (IV.12) :** Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge

Le  $NPSH_d$  est la charge nette d'aspiration disponible, il est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Le  $NPSH_r$  est la charge d'aspiration requise par le constructeur, c'est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Elle dépend de :

- Type de la pompe ;
- Point de fonctionnement.

Elle est donnée par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit représenté dans la figure (IV.13).

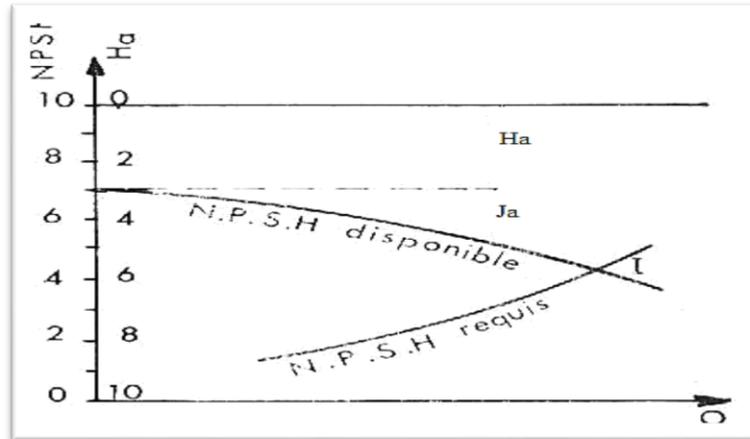


Figure (IV.13) : Courbe des NPSH

Soit la condition de non cavitation :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

D'après le théorème de Bernoulli appliquée entre le plan d'aspiration et l'entrée de la pompe :

- Pour l'alimentation en charge :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v) \tag{IV.9}$$

- Pour l'alimentation en dépression

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + T_v) \tag{IV.10}$$

Avec :

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

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = 10,33 - (0,0016 a')$$

- $a'$  : Côte du plan d'aspiration (m) ;
- $T_v$  : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée en (mce). Ces valeurs sont données dans le tableau (III.1) :

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

<b>T°(C)</b>	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
<b>T<sub>v</sub> (m)</b>	0,06	0,125	0,238	0,432	0,752	1,25	2,03	3,17	4,82	7,14	10,33

**IV.12 Types de pompes à adopter pour les différentes stations de reprise**

Le type de pompe à choisir est celui dont les caractéristiques se rapprochent le plus possible des données à respecter (débit, HMT), avec l'utilisation des catalogues appropriés.

**IV.12.1 Pour la première station de reprise SR01****IV.12.1.1 Caractéristiques de la conduite (SR01-SR02)**

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :  $Q = 128 \text{ l/s}$  ;  $Q = 460,8 \text{ m}^3/\text{h}$

Hauteur géométrique :  $H_g = 172 \text{ m}$  ;

La Hauteur Manométrique Totale :  $HMT = 173,9246 \text{ m}$ .

**IV.12.1.2 Caractéristique de la première pompe ( $P_{SR01}$ )**

Notre choix pour la pompe adéquate à nos caractéristiques demandées, sera fait à l'aide des catalogues de pompe, les résultats de recherche sont représentés dans le tableau (IV.2) :

**Tableau (IV.2) :** Caractéristiques des pompes pour SR01 données par les deux catalogues

Pompes		Q (l/s)	Hr (m)	N (tr/min)	$\eta$ (%)	Pa (Kw)	NPSHr (m)
Pompe 1	PM 150/ 6B	128	174	1744	70,5	307	9,44
Pompe 2	Multitec C 200/ 4-13.2 11.167	128	174,04	1490	83,4	261,38	4,03

On opte alors pour la pompe 2, centrifuge à axe horizontal multicellulaire (Multitec C 200/ 4-13.2 11.167), car c'est elle qui nous donne un rendement général maximal.

On place aussi une autre pompe de secours qui a les mêmes caractéristiques que celle retenue.

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, donc on n'aura pas à faire des modifications sur la première pompe ( $P_{SR01}$ ), (Annexe (7)).

**IV.12.1.3 Etude de la cavitation dans la  $P_{SR01}$** 

On a les caractéristiques suivantes :

Charge nette minimal requise à l'aspiration (m) :  $NPSH_r = 4,03 \text{ m}$ .

Côte du plan d'aspiration :  $C_a = 180 \text{ m}$

Côte de l'axe de la pompe :  $C_p = 178,5 \text{ m}$

Hauteur d'aspiration :  $H_a = C_a - C_p$  (IV.11)

D'où :  $H_a = -1,5 \text{ m}$

Puisque  $H_a < 0$  ; alors la  $P_{SR01}$  est montée en charge.

- **Calcul de la pression à la côte d'aspiration:**

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = 10,33 - 0,0016 * 180 = 10,0444 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 10,0444 + 1,5 - (0 + 0,238)$$

$$NPSH_d = 11,3064 \text{ m}$$

Le tableau (IV.3) résume les résultats de vérification de non cavitation :

**Tableau (IV.3) :** Vérification de non cavitation dans la  $P_{SR01}$

Type de la pompe	$H_a$ (m)	$\frac{P_0}{\rho \times g}$	$T_v$ (m)	$NPSH_d$ (m)	$NPSH_r$ (m)	Observation
(Multitec C 200/ 4-13.2 11.167)	-1,5	10,0444	0,238	11,3064	4,03	Non cavitation

On a:  $NPSH_d = 11,3064 \text{ m} > NPSH_r = 4,03 \text{ m}$ , alors la condition de non cavitation est vérifiée.

#### IV.12.2 Pour la deuxième station de reprise SR02

##### IV.12.2.1 Caractéristiques de la conduite (SR02-SR03)

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit véhiculé :  $Q = 128 \text{ l/s}$  ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 304 \text{ m}$  ;
- La Hauteur Manométrique Totale :  $HMT = 309,67 \text{ m}$ .

##### IV.12.2.2 Caractéristique de la deuxième pompe ( $P_{SR02}$ )

Notre choix pour la pompe adéquate aux caractéristiques demandées sera fait à l'aide des catalogues de pompes. Les résultats de recherche sont représentés dans le tableau (IV.4) :

**Tableau (IV.4) :** Caractéristiques des pompes pour SR02 données par les deux catalogues

Pompes		Q (l/s)	Hr (m)	N (tr/min)	$\eta$ (%)	Pa (Kw)	$NPSH_r$ (m)
Pompe 1	PMS 125/ 10A	128	310	1788	72,7	535	4,96
Pompe 2	Multitec C 200/ 6- 13.1 11.167	128	309,8	1493	82	473,05	4,11

On opte alors pour la pompe 2, centrifuge à axe horizontal multicellulaire (Multitec C 200/ 6-13.1 11.167), car c'est elle qui nous donne un rendement général maximal.

On place aussi une autre pompe de secours qui a les mêmes caractéristiques que celle retenue. Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, et donc on n'aura pas à faire des modifications sur la  $P_{SR02}$ , (Annexe (8)).

**IV.12.2.3 Etude de la cavitation dans la  $P_{SR02}$**

On a les caractéristiques suivantes :

Charge nette minimal requise à l'aspiration (m) :  $NPSH_r = 4,11$  m.

Côte du plan d'aspiration  $Ca = 348$  m

Côte de l'axe de la pompe :  $Cp = 346$

Hauteur d'aspiration :  $Ha = -2$  m

Puisque  $Ha < 0$  ; alors la  $P_{SR02}$  est montée en charge.

- **Calcul de la pression à la côte d'aspiration :**

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = 10,33 - 0,0016 * 348 = 9,7732 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 9,7732 + 2 - (0 + 0,238)$$

$$(NPSH)_d = 11,5352 \text{ m}$$

Le tableau (IV.5) résume les résultats de vérification de non cavitation :

**Tableau (IV.5) : Vérification de non cavitation dans la  $P_{SR02}$**

Type de la pompe	Ha (m)	$\frac{P_0}{\rho \times g}$	Tv (m)	$NPSH_d$ (m)	$NPSH_r$ (m)	Observation
<b>Multitec C 200/ 6-13.1 11.167</b>	-2	9,7732	0,238	11,5352	4,11	Non cavitation

On a:  $NPSH_d = 11,5352 \text{ m} > NPSH_r = 4,11 \text{ m}$ , alors la condition de non cavitation est vérifiée.

**IV.12.3 Pour la troisième station de reprise SR03**

**IV.12.3.1 Caractéristiques de la conduite (SR03-SR04)**

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit véhiculé :  $Q = 128$  l/s ;

Hauteur géométrique :  $H_g = 304$  m ;

La Hauteur Manométrique Totale :  $HMT = 315,8$  m.

**IV.12.3.2 Caractéristique de la troisième pompe ( $P_{SR03}$ )**

Notre choix pour la pompe adéquate aux caractéristiques demandées sera fait à l'aide des catalogues de pompes. Les résultats de recherche sont représentés dans le tableau (IV.5) :

**Tableau (IV.6) :** Caractéristiques des pompes pour SR03 données par les deux catalogues

Pompes		Q (l/s)	Hr (m)	N (tr/min)	η (%)	Pa (Kw)	NPSH <sub>r</sub> (m)
Pompe 1	PMS 125/ 10A	128	316	1801	73	546	4,9
Pompe 2	Multitec C 200/ 6-13.1 11.167	128	315,81	1493	82,1	481,8	4,05

On opte alors pour une pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire (Multitec C 200/ 6-13.1 11.167), car c'est elle qui nous donne un rendement général maximal. On place aussi une autre pompe de secours qui a les mêmes caractéristiques que celle retenue. Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, et donc on n'aura pas à faire des modifications sur la P<sub>SR03</sub>, (Annexe (9)).

**IV.12.3.3 Etude de la cavitation dans la P<sub>SR03</sub>**

On a les caractéristiques suivantes :

Charge nette minimal requise à l'aspiration (m) : NPSH<sub>r</sub>= 4,05 m.

Côte du plan d'aspiration Ca=648m

Côte de l'axe de la pompe : Cp=646

Hauteur d'aspiration : Ha = -2m

Puisque Ha < 0 ; alors la P<sub>SR03</sub> est montée en charge.

- **Calcul de la pression à la côte d'aspiration :**

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = 10,33 - 0,0016 * 648 = 9,2932 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = 9,2932 + 2 - (0 + 0,238)$$

$$\text{NPSH}_d = 11,0552 \text{ m}$$

Le tableau (IV.6) résume les résultats de vérification de non cavitation :

**Tableau (IV.7) :** Vérification de non cavitation dans P<sub>SR03</sub>

Type de la pompe	Ha (m)	$\frac{P_0}{\rho \times g}$	Tv (m)	NPSH <sub>d</sub> (m)	NPSH <sub>r</sub> (m)	Observation
Multitec C 200/ 6- 13.1 11.167	-2	9,2932	0,238	11,0552	4,05	Non cavitation

On a: NPSH<sub>d</sub>=11,0552m > NPSH<sub>r</sub>=4,05 m, alors la condition de non cavitation est vérifiée.

**IV.12.4 Pour la quatrième station de reprise SR04**

**IV.12.4.1 Caractéristiques de la conduite (SR04-Rf)**

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit véhiculé :  $Q = 128 \text{ l/s}$  ;  
 Hauteur géométrique :  $H_g = 303 \text{ m}$  ;  
 La Hauteur Manométrique Totale :  $HMT = 307,535 \text{ m}$ .

**IV.12.4.2 Caractéristique de la quatrième pompe ( $P_{SR04}$ )**

Notre choix pour la pompe adéquate aux caractéristiques demandées sera fait à l'aide des catalogues de pompes. Les résultats de recherche sont représentés dans le tableau (IV.8) :

**Tableau (IV.8) :** Caractéristiques des pompes pour SR04 données par les deux catalogues

Pompes		Q (l/s)	Hr (m)	N (tr/min)	$\eta$ (%)	Pa (Kw)	NPSH <sub>r</sub> (m)
<b>Pompe 1</b>	<b>PMS 125/ 10A</b>	128	308	1784	72,7	532	4,97
<b>Pompe 2</b>	<b>Multitec C 200/ 6-13.1 11.167</b>	128	307,59	1493	82	469,82	4,13

On opte alors pour la pompe 2 centrifuge à axe horizontal multicellulaire (Multitec C 200/ 6-13.1 11.167), car c'est elle qui nous donne un rendement général maximal. On place aussi une autre pompe de secours qui a les mêmes caractéristiques que celle retenue. Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, et donc on n'aura pas à faire des modifications sur la  $P_{SR04}$ , (Annexe (10)).

**IV.12.4.3 Etude de la cavitation dans la  $P_{SR04}$**

On a les caractéristiques suivantes :

Charge nette minimal requise à l'aspiration (m) :  $NPSH_r = 4,13 \text{ m}$ .  
 Côte du plan d'aspiration  $Ca = 948 \text{ m}$   
 Côte de l'axe de la pompe :  $Cp = 946$   
 Hauteur d'aspiration :  $Ha = -2 \text{ m}$

Puisque  $Ha < 0$  ; alors la  $P_{SR04}$  est montée en charge.

- **Calcul de la pression à la côte d'aspiration :**

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = 10,33 - 0,0016 \times 948 = 8,8132 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 8,8132 + 2 - (0 + 0,238)$$

$$(NPSH)_d = 10,5752 \text{ m}$$

Le tableau (IV.9) résume les résultats de vérification de non cavitation :

**Tableau (IV.9) : Vérification de non cavitation**

Type de la pompe	Ha (m)	$\frac{P_0}{\rho \times g}$	Tv (m)	NPSH <sub>d</sub> (m)	NPSH <sub>r</sub> (m)	Observation
Multitec C 200/ 6-13.1 11.167	-2	8,8132	0,238	10,5752	4,13	Non cavitation

On a:  $NPSH_d=10,5752 \text{ m} > NPSH_r=4,13 \text{ m}$ , alors la condition de non cavitation est vérifiée.

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau récapitulatif (IV.10) :

**Tableau (IV.10) : Récapitulatif des différents résultats trouvés**

Stations de reprise	SR01	SR02	SR03	SR04
HMT	173,9246	309,67	315,8	307,535
Hr	174,04	309,8	315,81	307,59
NPSH <sub>r</sub>	4,03	4,11	4,05	4,13
NPSH <sub>d</sub>	11,3064	11,5352	11,0552	10,5752
Type de la pompe	Multitec C 200/ 4-13.2 11.167	Multitec C 200/ 6-13.1 11.167	Multitec C 200/ 6-13.1 11.167	Multitec C 200/ 6-13.1 11.167

### IV.13 Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons pu déterminer les caractéristiques des pompes qui correspondent à notre projet, en prévenant une pompe de secours aussi et ce pour chaque station de pompage.

A présent, vu que nos adductions (refoulement et gravitaire) sont dimensionnées, donc le chapitre suivant sera la protection des conduites et les équipements de ces adductions.

# *Pose et protection des conduites*

## **V.1 Introduction**

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux pressions et aux dépressions éventuelles, et aux flexions longitudinales dues au poids de l'eau, à celui des terrains et aux surcharges roulantes et à l'agressivité des sols.

Dans ce chapitre nous allons mentionner les différents types de pose des conduites selon le lieu et les obstacles qui peuvent être rencontrés dans la première partie, et aussi les méthodes de protection des conduites de plusieurs phénomènes dans les parties suivantes.

## **V.2 Première partie : Pose des conduites**

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessous du sol, sur les ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol marin. Généralement, sont posées en tranchées afin d'être protégées et d'éviter des obstacles à la circulation [6].

### **V.2.1 Différentes poses de la canalisation**

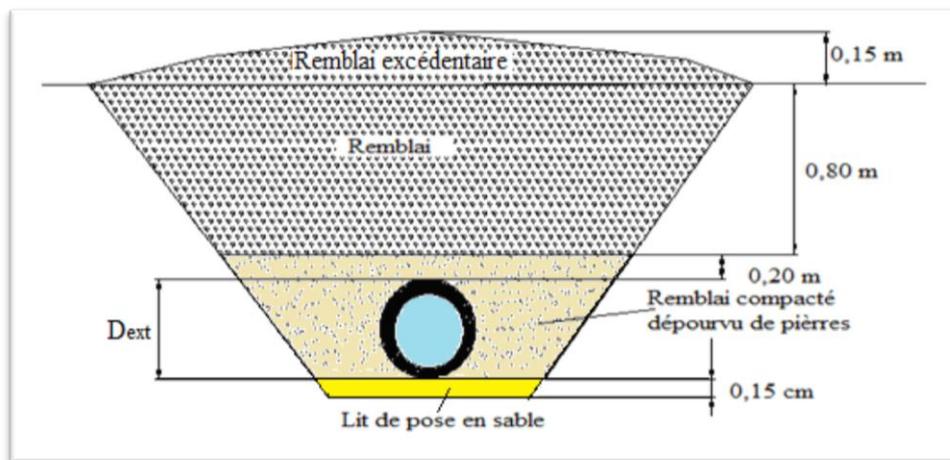
#### **V.2.1.1 Pose en terre**

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0,6 m, permettant aux ouvriers d'y accéder [6].

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suit :

- Une distance suffisante doit être aménagée au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les différentes sollicitations extérieures des charges mobiles. Cette distance est comprise entre 0,6 à 1,2 m suivant que les régions soient exposées aux gels ou non ;
- Le fond de la tranchée est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15 à 0,2 m d'épaisseur, ce lit de pose est assuré par :
  - Du gravier dans les terres ordinaires ;
  - Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;
  - Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, nous examinons les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subi des chocs, et nous débarrassons les autres de tout corps étranger. Finalement, nous passons au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées au-dessous et sur les côtés des conduites avec une terre purgée de pierres. La coupe transversale d'une conduite enterrée, (figure (V.1)).



**Figure (V.1) :** Coupe transversale d'une conduite enterrée

Le choix du matériau du remblaiement utilisé et le soin apporté lors de la pose, ont une incidence primordiale sur le vieillissement des canalisations.

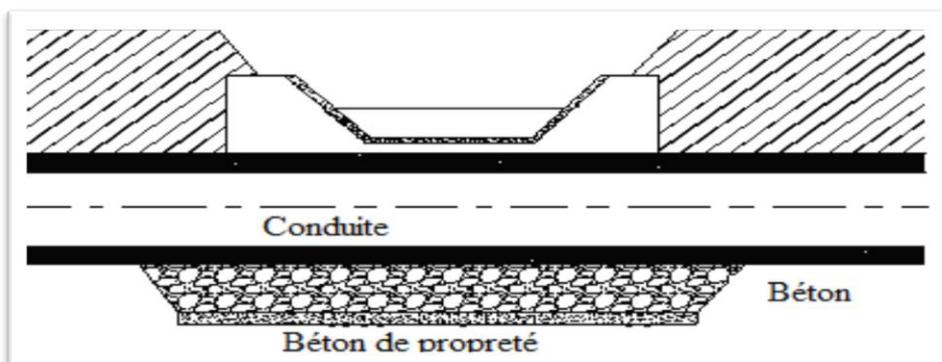
Il est tout d'abord nécessaire de choisir un matériau qui permette une meilleure stabilisation de la conduite, tel que le sable ou le gravier.

Un grand soin doit être apporté lors de la pose des conduites afin d'éviter certains chocs à la canalisation : des chocs qui pourraient engendrer une dégradation du revêtement de la paroi extérieure impliquant une fragilisation de la conduite à la corrosion.

#### **V.2.1.2 Traversée des oueds ou des rivières**

Pour le passage des oueds, la conduite peut emprunter les caniveaux qui ont été réservés sur le trottoir d'un pont s'il existe, sinon elle peut être posée dans le lit même des oueds, dans ce dernier cas il est nécessaire d'établir une fouille dans laquelle la conduite sera posée et recouverte de béton.

La traversée des oueds ou des rivières est représenté dans la figure (V.2) [6] :

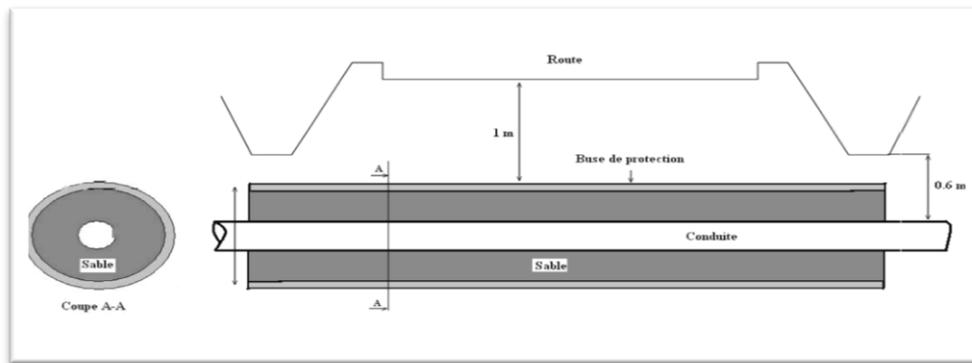


**Figure (V.2) :** Traversée d'un oued ou d'une rivière

**V.2.1.3 Passage d'une route**

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse de diamètre supérieur, ce qui la préservera des vibrations et des surcharges qui pourraient être les causes des infiltrations, par suite des fissures.

La figure (V.3) représente un passage d'une route :



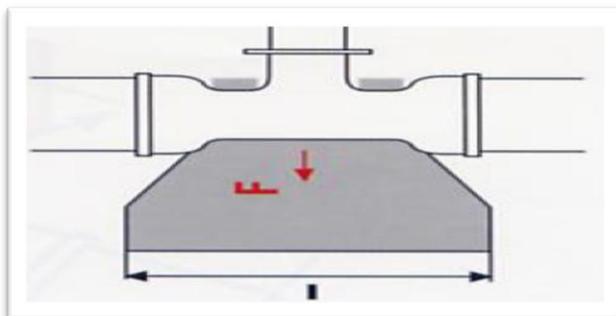
**Figure (V.3) : Traversée d'une route**

**V.2.2 Butées et ancrages des conduites**

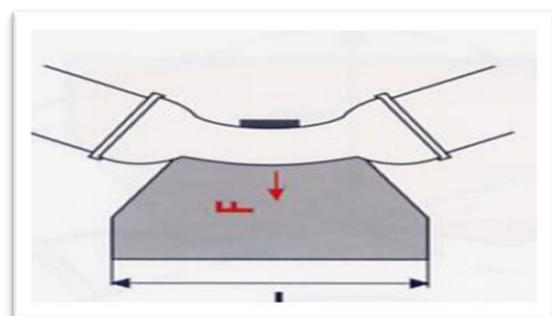
A cause de la poussée de l'eau, il y'a risque d'un déboitement des joints dans les parties soudées ou la rupture des soudures soit au niveau des branchements ou dans le cas d'un changement de direction [6].

Pour remédier à ce type de problème, on construit des massifs en béton, qui s'opposent aux déboitements et ruptures grâce à leur poids, on peut les associés à des fers d'amarrage, nécessaires même pour les conduites à joints soudés ou à brides si l'intensité des efforts en jeu l'exige. On distingue :

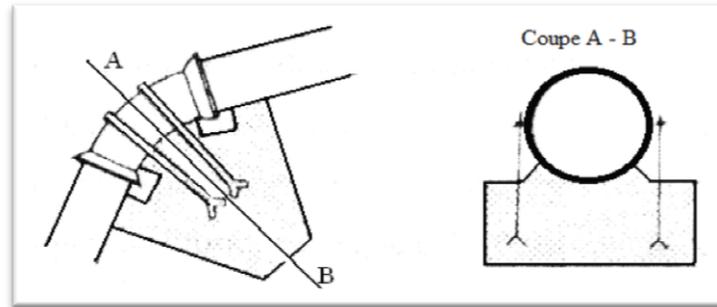
- Butée sur un branchement, (figure (V.4)) ;
- Butée sur un coude horizontal, (figure (V.5)) ;
- Butée sur un coude vertical, (figure (V.6)) ;



**Figure (V.4) : Butée sur un branchement**



**Figure (V.5) : Butée sur un coude horizontal**



**Figure (V.6) : Butée sur un coude vertical**

### **V.2.3 Désinfection des conduites**

Une fois les travaux de pose des conduites sont achevés, la livraison de l'eau au consommateur ne peut se faire qu'après une désinfection totale du réseau. Cette opération peut s'effectuer selon les instructions du laboratoire, soit au clore ou au permanganate de potassium. Après la désinfection, nous procéderons au rinçage de la conduite avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique [6].

### **V.3 Deuxième partie : Protection contre la corrosion**

La corrosion est une action destructrice qu'exerce le milieu ambiant sur les conduites métalliques. Elle est la résultante d'un processus d'échange et de déplacement d'ions, qui se manifeste sous deux formes différentes ; externe et interne [3].

#### **V.3.1 La corrosion externe**

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continue situées au voisinage du réseau d'alimentation en eau potable.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation ou attaque sous forme de couche de rouille [7].

#### **V.3.2 La corrosion interne**

La corrosion interne des conduites est liée à la nature de l'eau qu'elle véhicule et sa composition, elle dépend en particulier [7] :

- Du PH ;
- De la teneur en carbonate et bicarbonate ;
- De la teneur en oxygène dissout dans l'eau ;
- De la vitesse de circulation de l'eau ;

- De la minéralisation de l'eau.

Pour remédier à cela, il faut :

- ✓ Un revêtement intérieur fait à l'usine ;
- ✓ Eviter les fortes vitesses de circulation dans les conduites ;
- ✓ Evacuation de l'air par voie des venteuses ;
- ✓ L'exécution des travaux devra ensuite être suivie attentivement.

#### **V.4 Troisième partie : Protection contre le coup de bélier**

##### **V.4.1 Définition du coup de bélier**

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de la pression (entre la surpression et la dépression), un écoulement non permanent (transitoire) apparaît dans une conduite lorsque on fait varier brusquement le débit à l'extrémité aval de celle-ci.

Ce phénomène peut provoquer des effets plus nocifs à la canalisation, il est nécessaire par conséquent d'empêcher la production de telles perturbations ou du moins de les atténuer.

##### **V.4.2 Causes du phénomène**

Le phénomène de coup de bélier est causé principalement [6]:

- Arrêt brutal, par disjonction inopiné, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement ;
- Démarrage ou arrêt d'une ou plusieurs pompes ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction ;
- Une variation brusque de la vitesse d'un liquide.

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, provoquant la rupture de la canalisation.

##### **V.4.3 Conséquences du phénomène**

Dans les installations actuelles, le phénomène du coup de bélier est accentué par l'utilisation de plus en plus importante d'appareils à fermeture rapide. Ces derniers sont à l'origine d'une forte augmentation du nombre de coup de bélier qui se traduit par :

- Emission de bruit ;
- Détérioration des joints par suite fuites aux raccords ;
- Usure rapide des matériels, voire quelquefois leur détérioration brutale ;
- Eclatement de la conduite du à la surpression ;

- Ecrasement du à la dépression.

#### **V.4.4 Moyens de protection contre le coup de bélier**

Dans une installation où le risque de coup de bélier existe, il est nécessaire de définir les protections que l'on va introduire dans le système de façon à minimiser les effets à des valeurs compatibles avec la résistance de la conduite : limitation de surpression et/ou de la dépression, on utilise pour cela un appareil appelé anti-bélier.

Pour le cas d'une conduite d'adduction, le meilleur moyen de protection est l'utilisation d'un robinet-vanne à course longue qui sera manœuvré lentement, toutefois pour les grandes conduites on peut utiliser un anti-bélier, pour plus de sécurité.

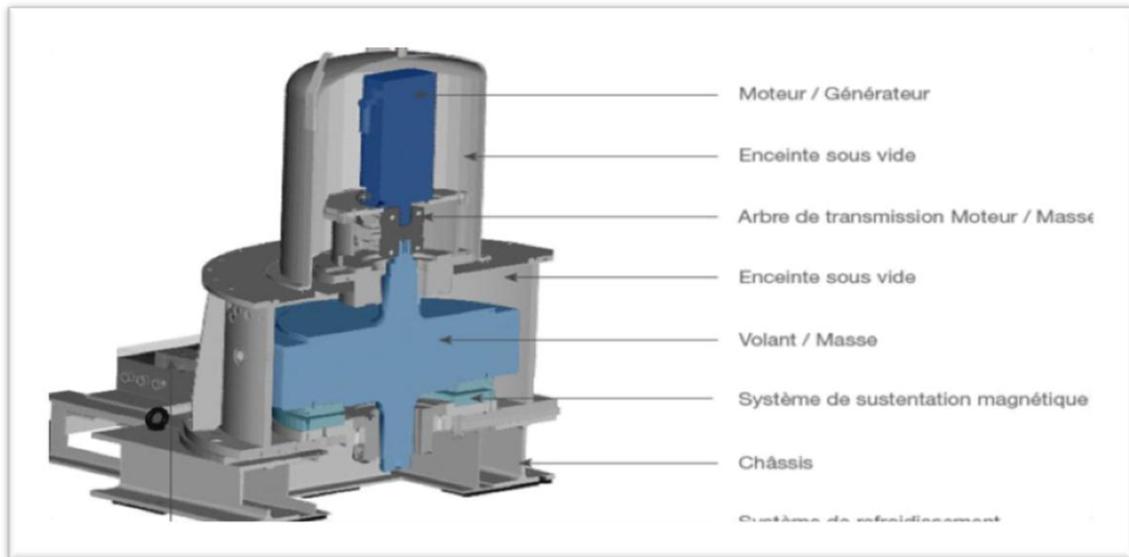
Le cas d'une conduite de refoulement est plus grave, puisque l'arrêt de la pompe peut survenir brutalement.

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

- Volant d'inertie ;
- Soupape de décharge ;
- Les ventouses ;
- Cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Vanne de fermeture lente.

##### **V.4.4.1 Le volant d'inertie**

Son principe est de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. C'est un disque de grande inertie, dont la masse est concentrée près de périphérie, calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment du l'arrêt du moteur, il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement. La figure (V.7) nous représente un schéma général d'un volant d'inertie.



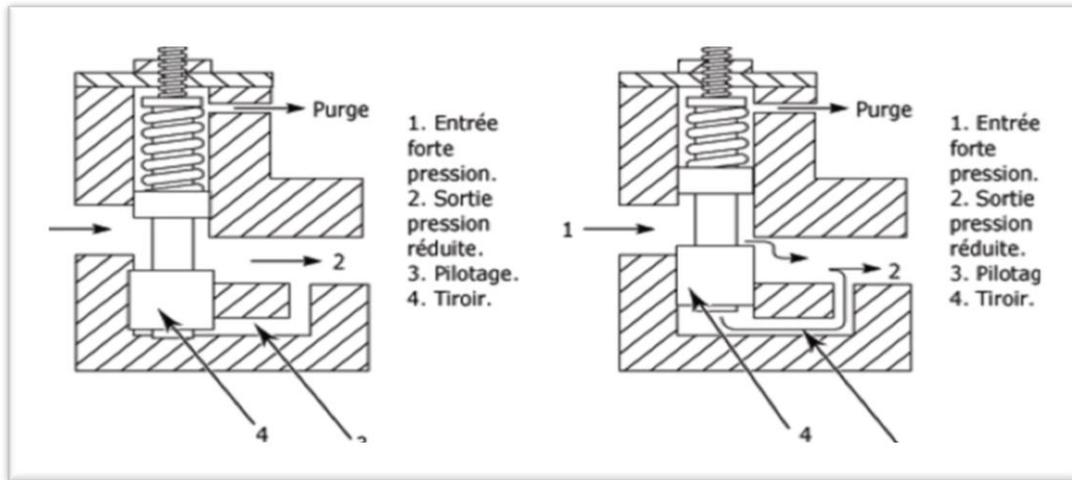
**Figure (V.7) :** Schéma générale d'un volant d'inertie

Portant ce système est généralement peut ou non utilisable vu que [8]:

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement ;
- Si la conduite de refoulement est assez grande on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérable, par conséquent le système sera couteux ;
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant ce qui peut conduire à des appels d'intensités de courant inadmissible ;
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueur de refoulement faible ou moyenne qui n'accède pas quelque centaines de mètres.

#### ***V.4.4.2 Soupape de décharge***

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression. Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduite dépasse 5% de la pression maximale de fonctionnement normal. Son utilisation nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive. La figure (V.11) nous représente un schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge.



**Figure (V.8) :** Schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge

**V.4.4.3 Les ventouses**

Dans la majorité des cas, les ventouses sont à double effet, elles fonctionnent comme des purgeurs automatiques : lorsqu'une poche d'air arrive, elles s'ouvrent pour l'extraire à l'extérieur, et lorsqu'une dépression se produit, elles s'ouvrent et permettent l'entrée d'air extérieur, cet air reste dans l'installation, mais le collapse de la tuyauterie a été évité [8].

La figure (V.12) nous représente un schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse :



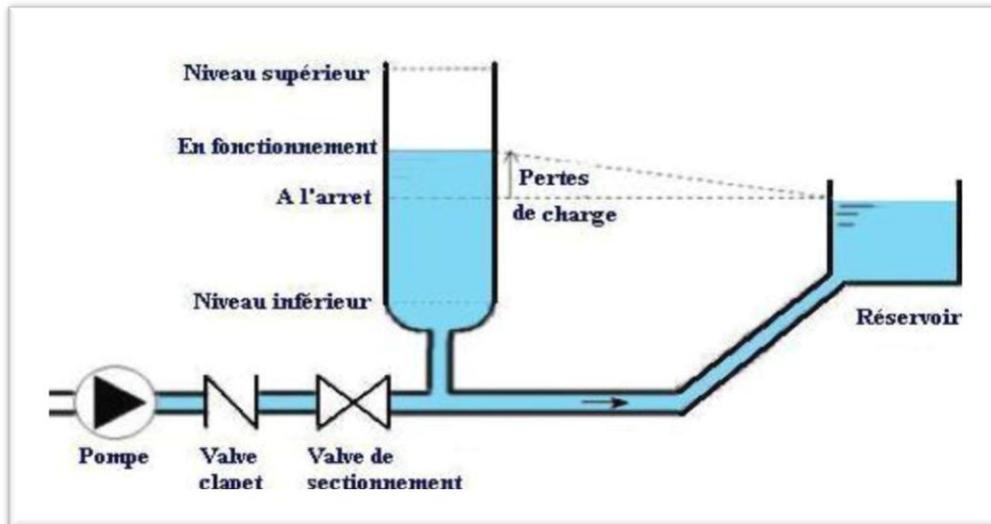
**Figure (V.9) :** Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse

**V.4.4.4 Cheminées d'équilibre**

Une manière de réduire les surpressions dans une conduite, Elles sont des récipients ouverts à forte hauteur protégeant le tronçon en aval et réduisant l'intensité du coup de bélier en amont. Elles jouent le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages importants dans le cas de grandes et moyennes hauteurs de refoulement. Les cheminées d'équilibre sont utilisées sur le tracé du refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elles présentent certains avantages à savoir [6]:

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

La figure (V.10) nous représente une cheminée d'équilibre :



**Figure (V.10) : Cheminée d'équilibre**

#### ***V.4.4.5 Les réservoirs d'air***

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement immédiatement à l'aval du clapet contenant de l'eau et de l'air sous pression, la pression dans l'air en marche normale équilibre la pression dans la conduite en cas de coup de bélier. Ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air), ainsi il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression. A cause de sa simplicité et son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre les coups de bélier le plus utilisé en alimentation en eau (figure (V.11)) [8].

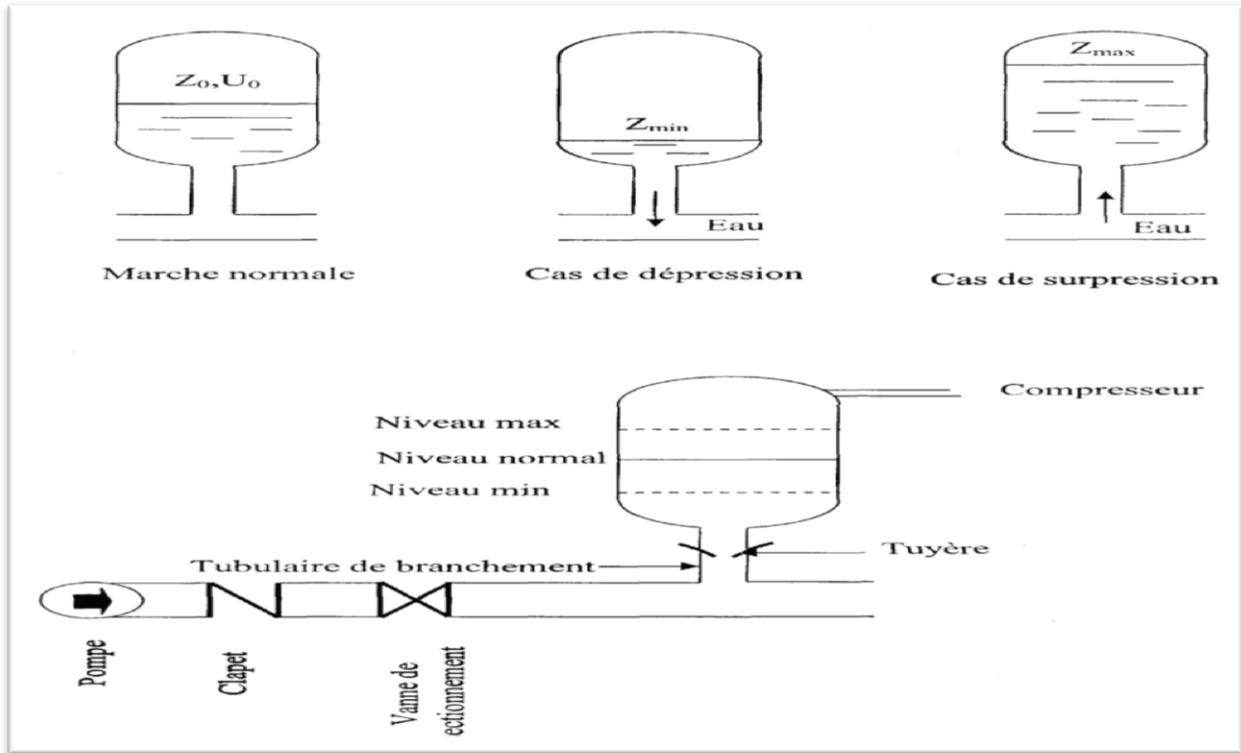


Figure (V.11) : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air

### V.5 Etude du coup de bélier

L'étude de ce phénomène consiste à calculer les surpressions ( $H_s$ ) et les dépressions ( $H_d$ ), ainsi que la valeur du coup de bélier ( $B$ ) dans les différents tronçons de notre réseau d'adduction, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service (PNS) [6].

#### V.5.1 Calcul de la célérité d'onde

La célérité est la vitesse de propagation d'onde, elle dépend de la compressibilité d'eau et l'élasticité du tuyau. ALLIEVI a donné pour la vitesse de l'onde, la valeur suivante :

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

Avec :

- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm) ;
- K : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation
  - K= 0,59 pour la fonte ductile.

**V.5.2 Valeur numérique du coup de bélier****a. Cas d'une fermeture brusque**

La fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture  $T_f$  [11]:

$$T < \frac{2 \times L}{a} \quad (V.2)$$

Avec :

- $\frac{2 \times L}{a}$  le temps d'aller et retour de l'onde

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

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (V.3)$$

Avec :

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

Pour calculer la surpression et la dépression il faut calculer la pression absolue au point le plus haut de la conduite  $H_0$ , tels que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (V.4)$$

La valeur maximale de la surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (V.5)$$

La valeur maximale de la dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (V.6)$$

Avec :

- $H_g$  : Hauteur géométrique de refoulement(m) ;
- 10 : Pression atmosphérique ;
- $H_0$  : Pression absolue de la conduite (m) ;
- $H_s$  : Valeur de la surpression (m) ;
- $H_d$  : Valeur de la dépression (m).

**a. Cas d'une fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps  $T_f$  [11]:

$$T > \frac{2 \times L}{a}$$

(V.7)

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

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (V.8)$$

**Remarque :**

Comme la valeur du coup de bélier est plus importante au cas de fermeture brusque de la vanne, et surtout dans l'adduction par refoulement, nos calculs seront limités à ce cas uniquement.

**V.5.3 Détermination des valeurs numériques du coup de bélier**

**V.5.3.1 La célérité d'onde**

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau (V.1) :

**Tableau (V.1) :** Valeurs de la célérité de chaque tronçon

Tronçons	Matériau	PN	Dext(m)	e (m)	Dint(m)	V(m/s)	Hg (m)	H0(m)	a
<b>SR01-SR02</b>	Fonte ductile	30	0,417	0,0081	0,4	1,0191	172	182	1125,03049
<b>SR02-SR03</b>	Fonte ductile	35	0,417	0,0081	0,4	1,0191	304	314	1125,03049
<b>SR03-SR04</b>	Fonte ductile	35	0,417	0,0081	0,4	1,0191	304	314	1125,03049
<b>SR04-Rf</b>	Fonte ductile	35	0,417	0,0081	0,4	1,0191	303	313	1125,03049

**V.5.3.2 Valeurs de coup de bélier**

Les résultats trouvés après avoir appliqué les lois précédentes sont représentés dans le tableau (V.2) :

**Tableau (V.2) :** Valeurs de coup de bélier

Tronçons	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	PN (m)
<b>SR01-SR02</b>	116,872434	298,8724	65,1275664	300
<b>SR02-SR03</b>	116,872434	<b>430,8724</b>	197,127566	<b>350</b>
<b>SR03-SR04</b>	116,872434	<b>430,8724</b>	197,127566	<b>350</b>
<b>SR04-Rf</b>	116,872434	<b>429,8724</b>	196,127566	<b>350</b>

- **Interprétation des résultats**

D'après les résultats du tableau (V.2), la surpression maximale dans le premier tronçon (SR01-SR02) ne dépasse pas la valeur de la pression de service. Par conséquent le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ce tronçon, donc il ne nécessite pas une protection.

Les surpressions dans les trois autres tronçons (SR02-SR03, SR03-SR04, et SR04-Rf) dépassent largement la pression de service, du coup ils nécessitent une protection anti bélier. Par contre, il n'y a pas de dépressions.

**V.5.4 Protection des trois tronçons contre le coup de bélier**

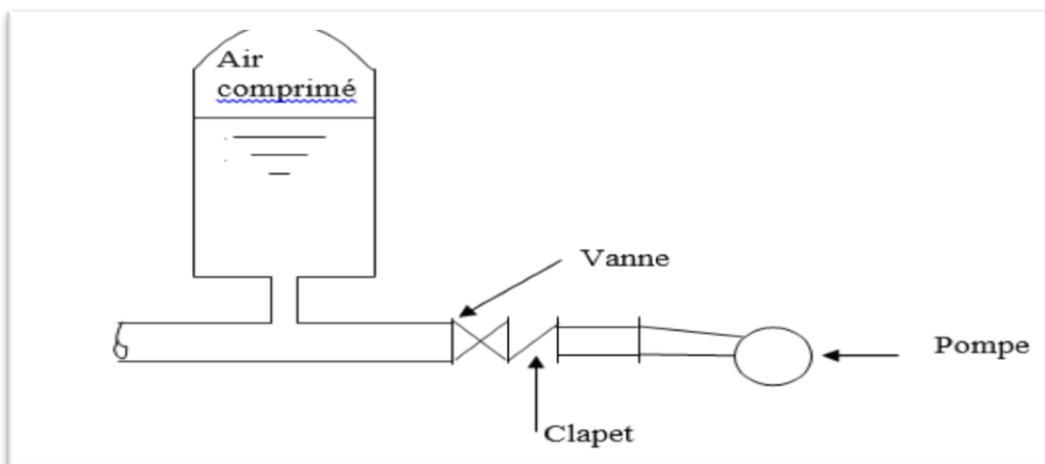
Dans notre cas, on choisit comme moyen de protection, le réservoir d'air, vu les avantages qu'il présente. Le réservoir sera équipé à la base un étranglement (tuyère) qui amortira rapidement les oscillations.

**V.6 Méthode de calcul d'un réservoir d'air**

Le calcul d'un réservoir d'air est basé sur la méthode graphique de Bergeron, qui a pour but, la détermination de la surpression et de la dépression maximale de la conduite.

**V.6.1 Principe de fonctionnement**

C'est un réservoir cylindrique fermé contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et dans la partie inférieure un certain volume d'eau, couramment appelé réservoir d'air ou réservoir hydropneumatique. Ce sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé [6].



**Figure (V.12) :** Principe de la disposition d'un réservoir d'air (anti-bélier)

Ce réservoir permet l'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe. Le volume d'air contribue à l'équilibre de la pression dans la conduite au point de raccordement. La conduite reliée au réservoir d'air est munie d'une tuyère qui permet l'amortissement du coup de bélier. Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite.

### V.6.2 Principe de calcul

Le calcul consiste à déterminer la surpression et la dépression maximale par approximation à l'aide de la méthode graphique de L.BERGERON, en fixant au préalable le volume d'air initial  $U_0$  (en fonctionnement normal) et de son dispositif d'étranglement. La méthode nécessite quelques tâtonnements mais assure une bonne précision.

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

- On fixe préalablement le volume d'air  $U_0$  en régime normal et une vitesse finale  $V_f$  pour un intervalle de temps considéré ;
- On calcule les pressions dans le réservoir d'air et dans la conduite, en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge soit à la montée ou à la descente de l'eau ;
- On vérifie sur l'épure si la pression finale correspondant à la vitesse choisie est la même que celle calculée. Si ce n'est pas le cas, on reprend la même procédure de calcul avec une autre vitesse et ainsi de suite jusqu'à l'obtention du résultat recherché.

#### V.6.2.1 Principe de construction de l'épure de Bergeron

Dans notre cas le dispositif utilisé pour l'étranglement est la tuyère, et le volume d'air est fixé  $U_0$ . Sur le diagramme (figure (V.15))  $H=f(V)$ , le point 1R est donné par l'intersection de la vitesse de  $V_{f0}$  en régime normal et de l'horizontale passant par la valeur de  $Z_0$ .

$$Z_0 = H_0 + 10 \quad (\text{V.9})$$

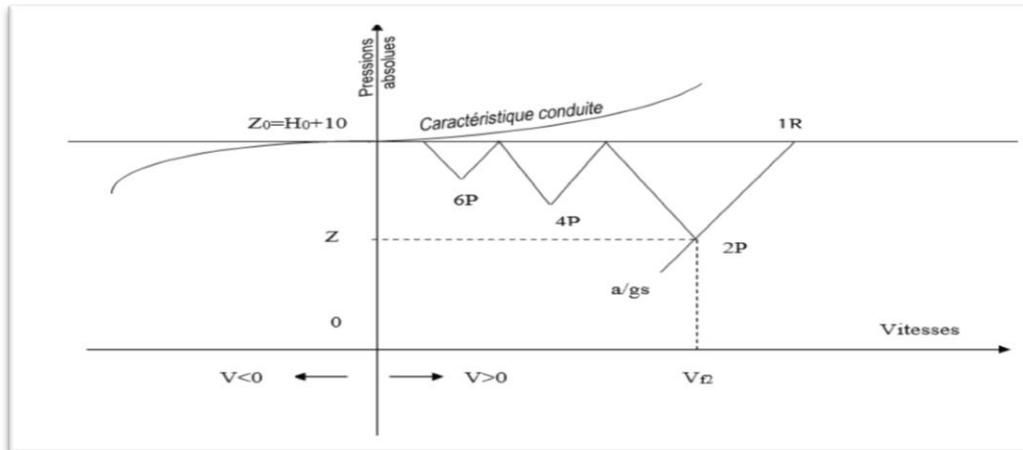
Avec :

- $Z_0$  : pression absolue.

De ce point 1R, on trace la droite  $(+a/gs)$  et  $(-a/gs)$  en tenant compte des échelles horizontales et verticales.

Le point 2P sera déterminé en fixant une vitesse  $V_{f1}$  de telle sorte, qu'après les calculs on trouve une pression  $Z$ .

L'intersection de  $Z$  et  $V_{fl}$  doit couper la droite ( $a/g_s$ ) en un point, sinon on refait le calcul pour une autre vitesse et ainsi de suite.



**Figure (V.13) :** Principe de la construction de l'épure de Bergeron

**V.6.2.2 Principe de calcul du réservoir d'air**

Le calcul du réservoir d'air est réalisé en suivant ces étapes :

1. Les temps se suivent selon les valeurs de :  $T = \frac{2 \times L}{a}$  (V.10)
2. L'augmentation ou la diminution ( $\Delta U$ ) de ce volume est due à l'eau que le réservoir écoule vers la conduite, au cours du régime transitoire.

$$\Delta U = S \times V_m \times T \tag{V.11}$$

Avec :

- $S$  : Section de la conduite ;
  - $T$  : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite ;
  - $V_m$  : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.
3. Le volume d'air  $U$  du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle  $T$ , au volume d'air choisi arbitrairement  $U_0$  au départ, augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la colonne précédente  $\Delta U$ .
  4. La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de poisson

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1,4}}{U^{1,4}} \tag{V.12}$$

Avec :

- $\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- $Z_0$  : Pression absolue ;
- $U_0$  : Volume d'air initial

- V : Volume nouveau de l'air ;
- Z: Pression dans le réservoir d'air.

#### 5. La vitesse dans la tubulure

##### ➤ *Cas de la montée*

A la montée de l'eau, la tuyère joue un rôle d'un ajutage sortant et son coefficient de débit est de l'ordre de 0,92, le diamètre de la tuyère est pris aussi de la manière à avoir le rapport de vitesse  $K_1$  compris entre 15 et 20.

$$(V_1/V_f) = (D_e/d')^2 = K_1 \quad (V.13)$$

Avec :

- $D_e$  : Diamètre de la conduite (m) ;
- $d'$  : Diamètre de la veine liquide contracté dans la tuyère (m) :

$$d' = 0,92 \times d \quad (V.14)$$

- $d$  : Diamètre de la tuyère (m) ;
- $V_1$  : Vitesse de l'eau dans la tuyère (m/s) ;
- $V_f$  : Vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement (m).

Le  $K_1$  doit être compris entre :  $15 < K_1 < 20$

On prend  $d = 100$  mm donc :  $K_1 = 18,9$

Donc le diamètre de la veine liquide sera de  $d' = 92$  mm.

##### ➤ *Cas de la descente*

Lors de la descente de l'eau, la tuyère joue le rôle d'un ajutage BORDA avec un coefficient de contraction de 0,5.

Le rapport des vitesses sera donné par le rapport inverse des sections :

$$(V_2/V_f) = 2 \times (D_e/d)^2 = K_2 \quad (V.15)$$

Avec :

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

#### 6. Calcul des pertes de charge

##### ➤ *Cas de la montée de l'eau*

La perte de charge  $\Delta h_1$  à la montée de l'eau est donnée par :

$$\Delta h_1 = C \times (V_2/2 \times g) \quad (V.16)$$

Avec :

- c : Coefficient de perte de charge.

Le coefficient de perte de charge c se détermine à partir de l'abaque donné, voir Annexe (10).

Il s'écrit en fonction du rapport  $m_1$ , tel que :

$$m_1 = (d' /Dt)^2 \tag{V.17}$$

Avec :

- Dt : Diamètre de la tubulure tel que :  $Dt = \frac{D}{2}$  (V.18)

➤ **Cas de la descente de l'eau**

Lors de la descente de l'eau, la tuyère joue le rôle d'un ajutage BORDA avec un coefficient de contraction de 0,5.

Le rapport des vitesses sera donné par le rapport inverse des sections :

$$\Delta h_2 = C' \times (V_2/2 \times g) \tag{V.19}$$

Avec :

- c' : coefficient de perte de charge.

Le coefficient de perte de charge c' se détermine à partir de l'abaque donné, voir Annexe (9).

Il s'écrit en fonction du rapport  $m_2$ , tel que :

$$m_2 = 0,5 \times (d /Dt)^2 \tag{V.20}$$

- Dt : diamètre de la tubulure

7. La pression dans la conduite sans pertes de charge

➤ Cas de la montée :  $Z - \Delta h_1 - \delta$  (V.21)

➤ Cas de la descente :  $Z + \Delta h_2 + \delta$  (V.22)

**V.6.3 Application du calcul pour les différents tronçons**

**V.6.3.1 Tronçon (SR02-SR03)**

Le calcul des pertes de charge dans la tuyère pour le tronçon (SR02-SR03) est représenté dans le tableau (V.3) :

**Tableau (V.3) : Calcul des pertes de charge dans la tuyère**

Paramètres	Cas de la montée	Cas de la descente
<b>De (m)</b>	0,4	
<b>Dt (m)</b>	0,2	
<b>d (m)</b>	0,1	
<b>d' (m)</b>	0,092	
<b>K<sub>1</sub></b>	18,9	/
<b>K<sub>2</sub></b>	/	32
<b>m<sub>1</sub></b>	0,212	/
<b>m<sub>2</sub></b>	/	0,125
<b>C</b>	0,82	/

<b>C'</b>	/	0,725
<b>Kpdc entrée</b>	14,93	/
<b>Kpdc sortie</b>	/	37,78

Pour protéger ce tronçon on place un réservoir d'air avec un volume qu'on va déterminer par la méthode de BERGERON. Les calculs sont donnés dans le tableau (V.4) :

**Tableau (V.4) :** Calcul de réservoir d'air de tronçon SR02-SR03

**Données de l'Adducti**

Diametre  m  
 Débit  m<sup>3</sup>/s  
 H géomet  m  
 Long. Cono  m  
 coef. K   
 Epaisseur  m  
 C Haz Will

**Résultats des variations du volume c**

Umax  m<sup>3</sup>  
 Umin  m<sup>3</sup>

**Résultat**

Vitesse  m/s  
 Section  m<sup>2</sup>  
 Célérité a  m/s  
 B  m  
 Hmax  m  
 Hmin  m  
 periode θ  s  
 Ho  m  
 PDC δ  m  
 a/g  s

**Données du Réservoir d'**

Volume U<sub>r</sub>  m<sup>3</sup>  
 K PDC entr  Vf<sup>2</sup>  
 K PDC sort  Vf<sup>2</sup>  
 Exposit

**Pression de l':**

pres. air Z  /U<sup>2</sup>

**Résultats des pressio**

Supressio  m  
 Dépressio  m

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z → Δh → δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	3,2	319,67449	0	319,67449	5,6744873	314	1,0191083	0	0	
4,5580987	0,4606388	3,6606388	272,03181	5,1992161	266,83259	2,0629166	264,76968	0,5898315	0,8046133	0,5901182	-0,0002867
9,1161974	0,0963091	3,7569479	263,68519	2,4310017	266,11619	0,4319119	266,54811	-0,2532146	0,1682263	-0,2536656	0,0004511
13,674296	-0,2732666	3,4836813	288,69672	18,564183	307,2609	2,8376043	310,09851	-0,701004	-0,4773239	-0,7009821	-2,185E-05
18,232395	-0,348187	3,1354944	327,58252	10,035676	337,6182	1,6054256	339,22362	-0,51508	-0,6081898	-0,5153975	0,0003175
22,790493	-0,1489491	2,9865452	347,28421	0,0009262	347,28513	0,0002947	347,28543	-0,0048949	-0,2601744	-0,0049513	5,632E-05
27,348592	0,1158597	3,102405	331,77967	2,5061026	329,27356	1,0495331	328,22403	0,4093763	0,202376	0,4097034	-0,000327
31,906691	0,2356672	3,3380721	303,87368	2,5539025	301,31978	1,0680569	300,25172	0,4135248	0,4116477	0,4135921	-6,732E-05
36,464789	0,1403245	3,4783967	289,22313	0,0876644	289,13547	0,0470519	289,08842	0,07642	0,2451095	0,076627	-0,000207
41,022888	-0,0572148	3,4211818	295,03705	2,8884715	297,92552	0,5066834	298,43221	-0,2765507	-0,099939	-0,276505	-4,56E-05
45,580987	-0,1810505	3,2401313	314,92912	4,7877888	319,71691	0,809027	320,52593	-0,3553935	-0,316247	-0,3559889	0,0005954
50,139086	-0,1401895	3,0999418	332,09605	0,6759352	332,77198	0,1320231	332,904	-0,1336505	-0,2448737	-0,1337585	0,0001081
54,697184	0,0107472	3,1106889	330,71969	0,4381185	330,28157	0,2087551	330,07281	0,1713391	0,0187724	0,1713034	3,573E-05
59,255283	0,1345033	3,2451922	314,33985	1,3310047	313,00884	0,5841353	312,42471	0,2977541	0,2349414	0,2985794	-0,0008254
63,813382	0,1302049	3,3753971	299,84589	0,3646747	299,48122	0,1761359	299,30508	0,1558816	0,2274332	0,156287	-0,0004054

L'explication graphique est figurée sur la courbe de la (Figure (V.14)), qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

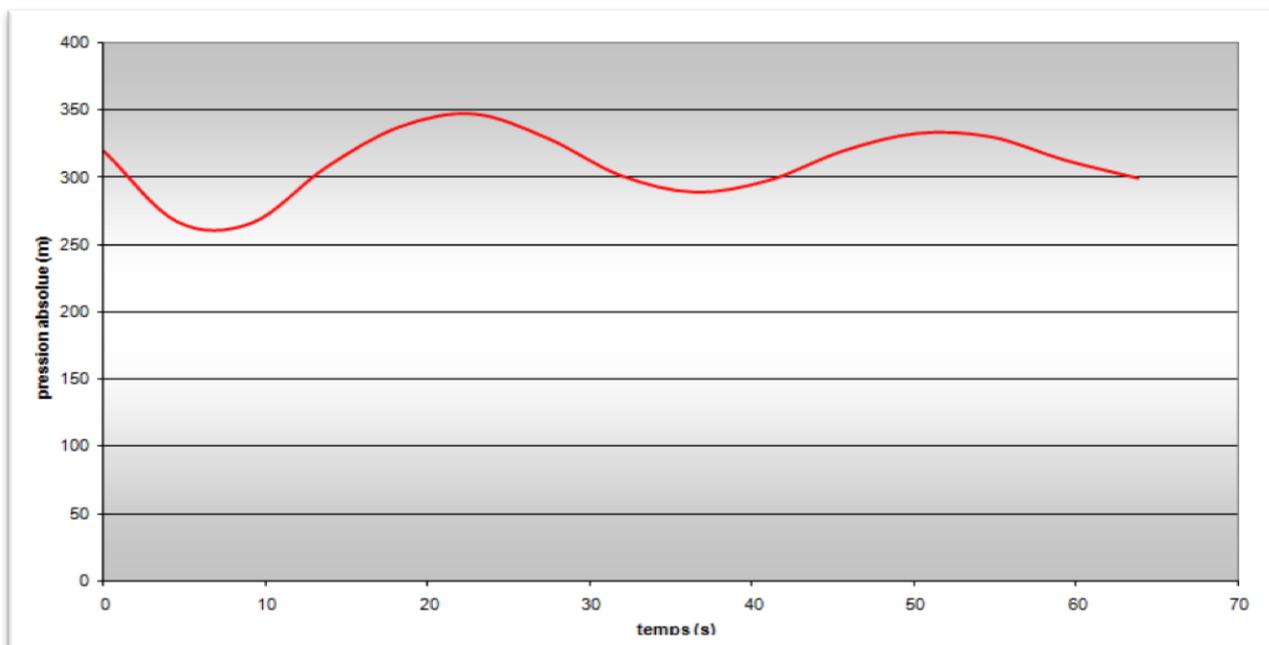


Figure (V.14) : Enveloppe des pressions absolues en fonction du temps pour le tronçon SR02-SR03

Sur le diagramme  $H=f(V)$ , on mène une horizontale  $H_0= 314$  m, correspondant au régime normal et sur laquelle on fixe la vitesse initiale (figure (V.15)) :

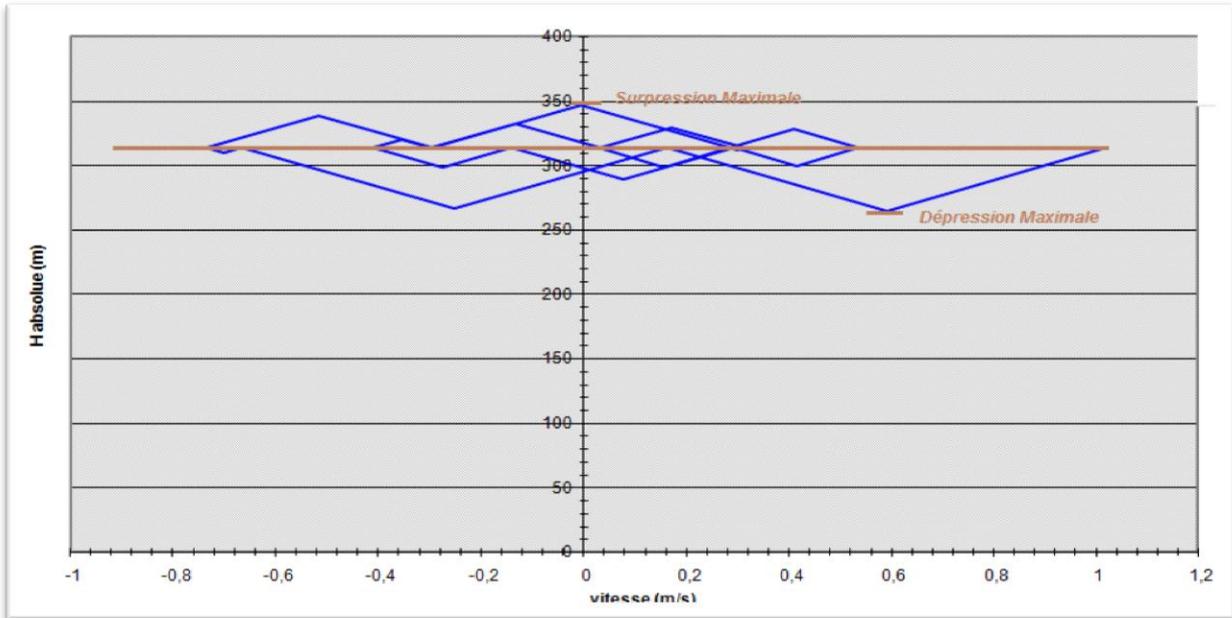


Figure (V.15) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR02-SR03

Le profil de pression en régime normal et transitoire est illustré sur la figure (V.16) :

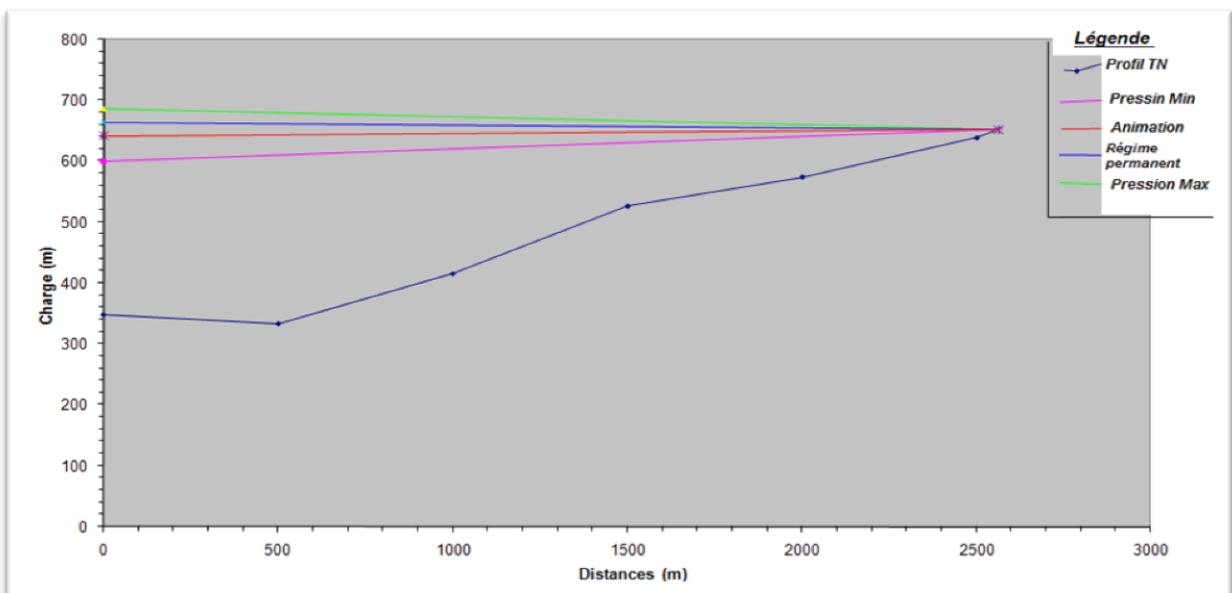


Figure (V.16) : Enveloppe des dépressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon SR02-SR03

- *Interprétation des résultats*

D'après les résultats trouvés, à la fin de la dépression le volume minimal du réservoir d'air sera de  $2,99 \text{ m}^3$  et à la fin de la surpression le volume maximal sera de  $3,76 \text{ m}^3$ .

- **Dimensionnement du réservoir d'air**

A partir du tableau (V.4), on a le volume maximal d'air est de  $3,76 \text{ m}^3$ . Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon SR02-SR03, en faisant une majoration de 20% le volume total du réservoir sera :

$$V_t = 1,2 \times U_{\max} \quad (\text{V.23})$$

D'où :  $V_t = 1,2 \times 3,76 = 4,512 \text{ m}^3$

$$V_t = 4,512 \text{ m}^3$$

On optera alors pour un réservoir de  $4,5 \text{ m}^3$  (4500 l).

### V.6.3.2 Tronçon (SR03-SR04)

Les paramètres à calculés, sont les mêmes que ceux calculés au tronçon (SR02-SR03), et on trouve les mêmes valeurs présentées au tableau (V.3), pour ce tronçon et les autres car c'est le même diamètre et la même vitesse d'écoulement.

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon (SR03-SR04) en utilisant la méthode de BERGERON sont donnés dans Annexe (12) :

L'explication graphique est figurée sur la courbe de l'Annexe (13) qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

Sur le diagramme  $H=f(V)$ , on mène une horizontale  $H_0 = 314 \text{ m}$ , correspondant au régime normal et sur laquelle on fixe la vitesse initiale (Annexe (14)).

Le profil de pression en régime normal et transitoire est illustré sur Annexe (15).

- **Interprétation des résultats**

D'après les résultats trouvés, à la fin de la dépression le volume maximal du réservoir d'air sera de  $4,74 \text{ m}^3$  et à la fin de la surpression il sera de  $6,02 \text{ m}^3$ .

- **Dimensionnement du réservoir d'air**

A partir du tableau de l'Annexe 12, on a le volume maximal d'air est de  $6,36 \text{ m}^3$ . Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume total du réservoir anti bélier pour le tronçon SR03-SR04, en faisant une majoration de 20% le volume total du réservoir sera :

D'où :  $V_t = 1,2 \times 6,36 = 7,6 \text{ m}^3$

$$V_t = 7,6 \text{ m}^3$$

On optera alors pour un réservoir de  $7,6 \text{ m}^3$  (7600 l).

**V.6.3.3 Tronçon (SR04-Rf)**

Les résultats de calcul du réservoir d'air pour le tronçon (SR04-Rf) en utilisant la méthode de BERGERON sont donnés dans Annexe (16) :

L'explication graphique est figurée sur la courbe dans Annexe (17), qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

Sur le diagramme  $H=f(V)$ , on mène une horizontale  $H_0= 313$  m, correspondant au régime normal et sur laquelle on fixe la vitesse initiale (Annexe (18)).

Le profil de dépression en régime normal et transitoire est illustré sur Annexe (19).

• **Interprétation des résultats**

D'après les résultats trouvés, à la fin de la dépression le volume maximal du réservoir d'air sera de  $2,32 \text{ m}^3$  et à la fin de la surpression il sera de  $2,94 \text{ m}^3$ .

• **Dimensionnement du réservoir d'air**

A partir du tableau de l'Annexe 16, on a le volume maximal d'air est de  $2,94 \text{ m}^3$ . Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti béliet pour le tronçon SR04-Rf, en faisant une majoration de 20% le volume total du réservoir sera :

D'où :  $V_t = 1,2 \times 2,94 = 3,53 \text{ m}^3$

$V_t = 3,53 \text{ m}^3$

On optera alors pour un réservoir de  $3,5 \text{ m}^3$  (3500 l).

**V.7 Equipements et protection des conduites de la partie gravitaire**

Pour la protection des conduites dans la partie gravitaire qui sont équipées des vannes de vidange, nous avons opté pour l'utilisation des ventouses et ce aux emplacements adéquats sur les profils en long des conduites comme on peut le voir sur la figure (V.17) :



**Figure (V.17) : Equipement et Protection de la conduite Rf-R04**

**Remarque :**

L'annexe (21) montre les profils en long des conduites d'adduction gravitaire, avec l'emplacement des moyens de protection de ces dernières.

### **V.8 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 :

- 4,5 m<sup>3</sup> dans le tronçon SR02-SR03 ;
- 7,6 m<sup>3</sup> dans le tronçon SR03-SR04 ;
- 3,5 m<sup>3</sup> dans le tronçon SR04-Rf.

Nous avons aussi fait des précautions pour les conduites d'adduction gravitaire et cela en plaçant des ventouses.

## *Distribution*

## **VI.1 Introduction**

A partir du réservoir, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations, sur lesquelles les branchements seront piqués, en vue de l'alimentation des habitants.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible, avec la hauteur des immeubles.

## **VI.2 Classification des réseaux**

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit [6] :

### **VI.2.1 Réseau maillé**

Le réseau maillé est constitué principalement d'une série de canalisations qui forment des boucles fermées, cela permet l'alimentation en retour. Ce type de réseau est utilisé en général dans les zones urbaines pratiquement plates.

### **VI.2.2 Réseau ramifié**

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales.

### **VI.2.3 Réseau étagé**

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que celle-ci présente des différences de niveaux importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas. L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau.

### **VI.2.4 Réseau combiné**

Un réseau dit combiné (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. 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, il est opté aussi pour des agglomérations qui présentent des endroits plats et d'autres accidentés.

### **Remarque :**

Comme notre zone d'étude est pratiquement une zone rurale, alors on opte pour un réseau ramifié. Et le village Ait Ikhlef qui se trouve dans la zone 04 de la commune fera l'objet de cette étude de distribution.

**VI.3 Détermination des débits du réseau**

**VI.3.1 Débit de pointe**

Le débit de pointe ( $Q_p$ ) représente la consommation maximale horaire du village Ait Ikhlef.

En utilisant les formules du chapitre I, on calcule les débits ( $Q_{moy,j}$ ,  $Q_{moy,j.maj}$ ,  $Q_{max,j}$ ,  $Q_{min,j}$ ,  $Q_{moy,h}$  et  $Q_{max,h}$ ) de ce village.

**Tableau (VI.1) : Calcul du débit de pointe**

Village	Population en 2043	$Q_{moy,j}$ ( $m^3/j$ )	$Q_{moy,j.maj}$ ( $m^3/j$ )	$Q_{max,j}$ ( $m^3/j$ )	$Q_{min,j}$ ( $m^3/j$ )	$Q_{moy,h}$ ( $m^3/j$ )	$Q_{max,h}$ ( $m^3/h$ )
Ait Ikhlef	2021	303,15	333,4	400,1	266,7	16,67	34

On a :  $Q_{max,h} = Q_p$ , donc :  $Q_p = 9,4 \text{ l/s}$

**VI.3.2 Débit spécifique**

Pour le calcul, on admet l’hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, on utilise donc la notion de débit spécifique en l/s/ml. Ce débit qui est fonction du linéaire de la conduite, se calcule comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\Sigma L} \tag{VI.1}$$

Avec :

- $Q_p$  : Débit de pointe (l/s) ;
- $\Sigma L$  : Somme des longueurs du réseau concerné par le débit de route (m).

**VI.3.3 Débit de route**

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

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i \tag{VI.2}$$

Avec :

- $Q_r$  : Débit de route (l/s) ;
- $Q_{sp}$  : Débit spécifique (l/s/ml) ;
- $L_i$ : Longueur du tronçon concerné (m).

**VI.3.4 Débits aux nœuds**

Les débits aux nœuds sont des débits concentrés en chaque nœud, alimentant la population répartie autour des moitiés des tronçons des conduites ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = Q_{ci} + 0,55 \times \Sigma Q_{ri} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- $Q_{ni}$  : Débit au nœud « i » en (l/s);
- $\Sigma Q_{ri}$  : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud i ;
- $Q_{ci}$  : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

Les différents résultats trouvés sont représentés dans le tableau de l'Annexe (23).

#### **VI.4 Calcul du réseau**

Pour la simulation du comportement de notre réseau de distribution, on a utilisé le logiciel EPANET qui calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau d'eau dans les réservoirs [8].

##### **VI.4.1 Etapes d'utilisation du logiciel EPANET**

Les étapes classiques de l'utilisation du logiciel EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont [8]:

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

##### **VI.4.2 Simulation du fonctionnement du réseau**

Après la saisie des propriétés des éléments du réseau (les longueurs des conduites, les altitudes et les demandes de base des nœuds), la simulation a été lancée, et grâce au moteur de calcul hydraulique moderne du logiciel, le comportement du réseau a été analysé, et les différentes grandeurs hydrauliques (débits, pression, charge et vitesse) ont été déterminées.

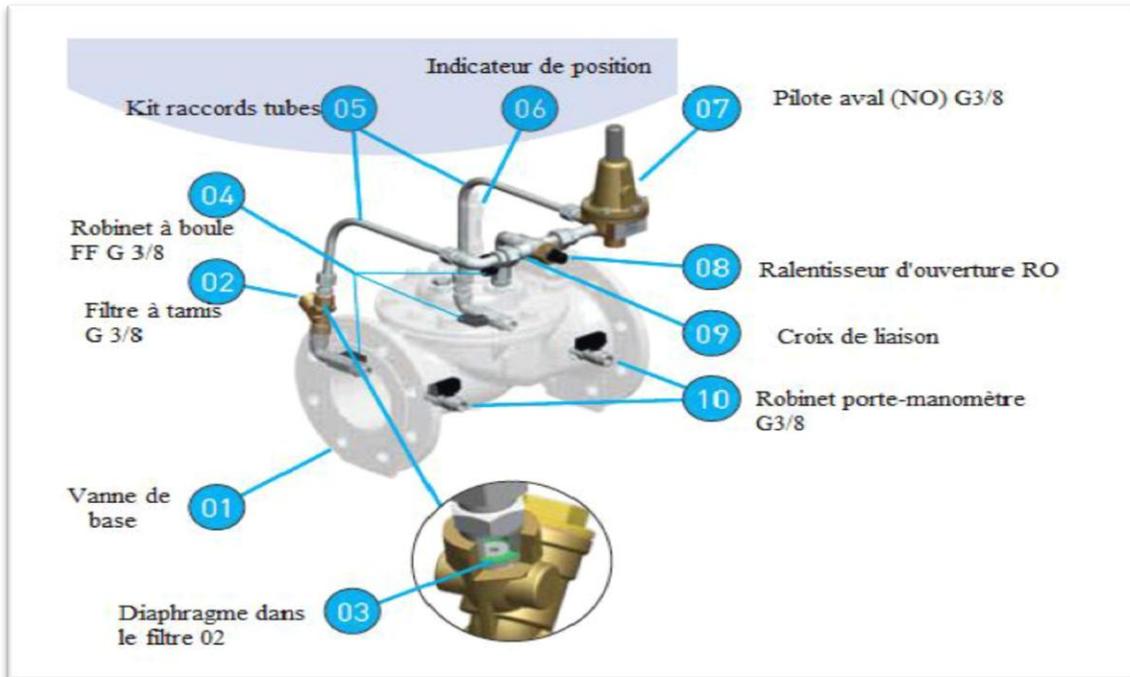
##### **VI.4.3 Résultats de la simulation de réseau dans le cas de pointe**

###### **VI.4.3.1 Les diamètres**

Les grandeurs hydrauliques déterminées durant la première simulation, ont été calculés avec un diamètre par défaut de 200 mm, par conséquent, les diamètres rentables de réseau seront calculés à partir de l'équation de continuité et les débits des tronçons attribués par EPANET.

**VI.4.3.2 La pression**

D'après les résultats de la simulation, on constate des pressions supérieures à 60 m ( Annexe (24) ), dans certains nœuds, ce qui peut causer des fuites, et des désagréments de bruit aux abonnés et touche au rendement massique du réseau, de ce fait, on doit faire appel au régulateur de pression aval, qui est représenté dans la figure (VI.1) :



**Figure (VI.1) : Vanne de régulation de pression aval**

Le principe de fonctionnement d'un régulateur de pression est le suivant :

- Si la pression aval dépasse la consigne, le pilote se ferme et fait fermer la vanne de base. Au contraire, si la pression aval diminue, le pilote tend à s'ouvrir et à faire ouvrir l'appareil.
- Si la pression amont diminue et se rapproche de la pression de réglage, l'hydrostab s'ouvre complètement et n'introduit qu'une perte de charge minimale dans le réseau.

Le diamètre des appareils de régulation doit être déterminé en fonction des conditions de débit et de pression aux bornes de l'appareil. Les résultats de la simulation avec le régulateur de pression sont représentés dans la figure (VI.2) :

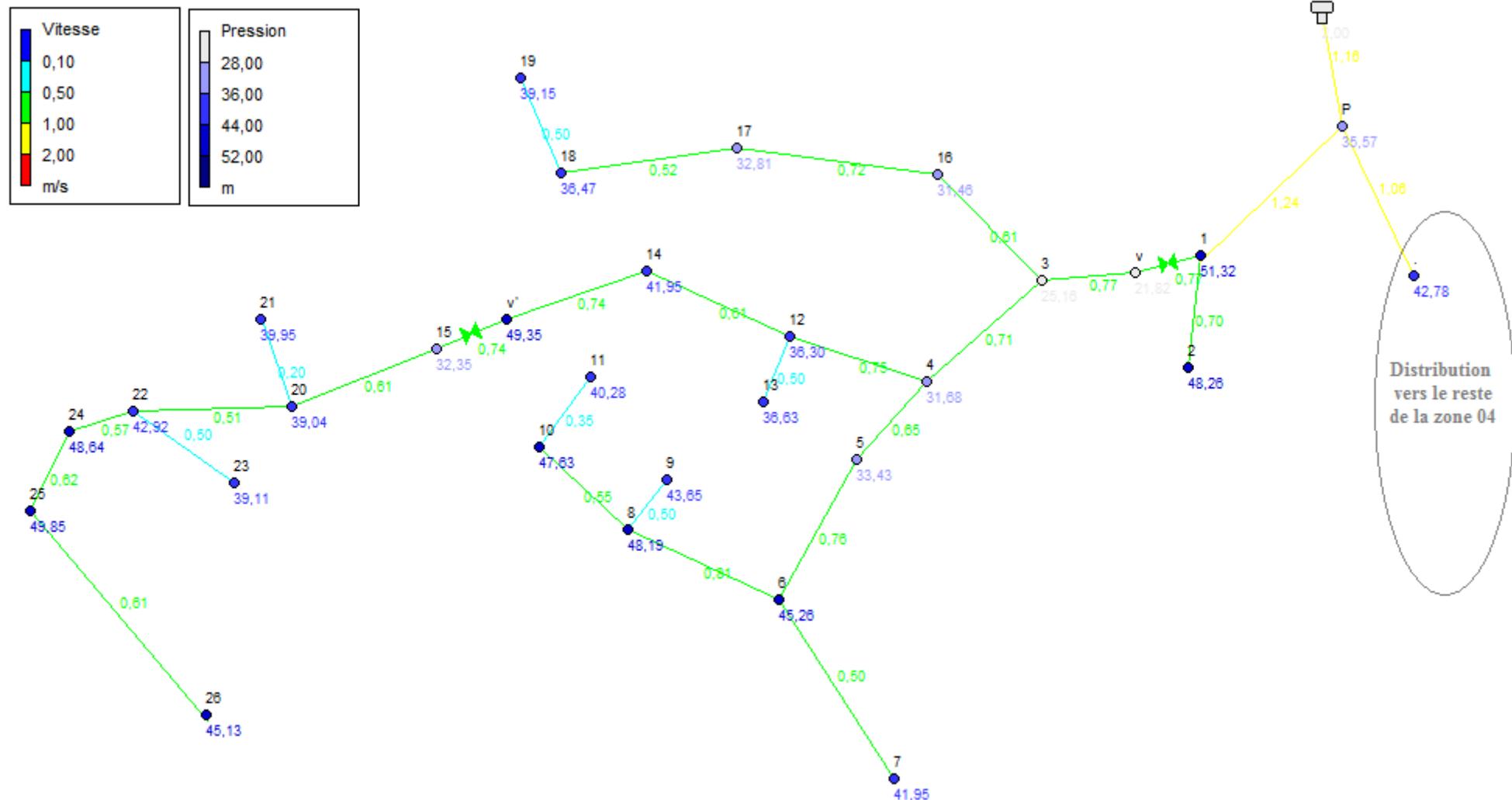


Figure (VI.2): Résultat de la simulation avec régulateur de pression

**VI.4.3.2 La vitesse**

La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de 0,5 m/s à 1,5 m/s, pour éviter l'accumulation des dépôts dans les conduites et l'érosion de ces dernières.

**Remarque :**

Les résultats de la simulation (diamètre, pression, vitesse), sont représentés dans les tableaux (VI.2) et (VI.3), et Annexe 25.

**Tableau (VI.2) : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe**

<b>ID Nœud</b>	<b>Altitude (m)</b>	<b>Demande (l/s)</b>	<b>Charge (m)</b>	<b>Pression (m)</b>
<b>P</b>	1100	-	1135,57	35,57
<b>N1</b>	1077	1,625	1128,32	51,32
<b>N2</b>	1078	0,140	1126,26	48,26
<b>N3</b>	1074	0,596	1099,16	25,16
<b>N4</b>	1067	0,475	1098,68	31,68
<b>N5</b>	1065	0,387	1098,43	33,43
<b>N6</b>	1052	0,737	1097,26	45,26
<b>N7</b>	1054	0,313	1095,95	41,95
<b>N8</b>	1048	0,327	1095,19	48,13
<b>N9</b>	1052	0,069	1095,85	43,65
<b>N10</b>	1048	0,240	1095,63	47,63
<b>N11</b>	1055	0,119	1095,28	40,28
<b>N12</b>	1062	0,363	1098,30	36,30
<b>N13</b>	1061	0,086	1097,63	36,63
<b>N14</b>	1056	0,314	1097,85	41,95
<b>N15</b>	1047	0,270	1079,35	32,35
<b>N16</b>	1067	0,391	1098,46	31,46
<b>N17</b>	1065	0,267	1097,81	32,81
<b>N18</b>	1061	0,464	1097,47	36,47
<b>N19</b>	1057	0,334	1096,15	39,15
<b>N20</b>	1040	0,219	1079,04	39,04
<b>N21</b>	1039	0,040	1078,95	39,95
<b>N22</b>	1036	0,259	1078,92	42,32
<b>N23</b>	1039	0,103	1078,11	39,11

**Tableau (VI.3) : Etat des arcs du réseau en cas de pointe**

ID Arc	Longueur (m)	DN (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	Facteur de friction
Tuyau 1	435	110	96,8	9,1	1,24	0,021
Tuyau 2	43,7	20	16	0,14	0,7	0,03
Tuyau 3	27,4	125	110,2	7,33	0,77	0,022
Tuyau 4	79	110	96,8	6,25	0,71	0,022
Tuyau 5	31,6	75	66	2,23	0,65	0,024
Tuyau 6	89	63	55,4	1,84	0,76	0,024

**Remarque :**

On remarque des vitesses inférieures à 0,5 m/s, ceci est dû à la faible consommation au niveau des tronçons concernés.

**VI.5 Appareils et accessoire du réseau**

Les accessoires qui devront être utilisé pour l'équipement du réseau de distribution sont[6]:

- **Robinets vannes** : ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent d'isoler les différents tronçons du réseau lors d'une réparation éventuelle sur l'un d'entre eux, et permettent ainsi de régler les débits ;
- **Clapets** : ils empêchent l'eau de passer en sens contraire de l'écoulement ;
- **Ventouse** : ce sont des appareils qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour chasser l'air contenu dans la conduite ;
- **Robinets de vidanges** : ce sont des robinets aux endroits les plus bas du réseau pour assurer la vidange du réseau.

Comme pièces spéciales de raccordement on a :

- **Les tés** : permettent le raccordement de conduites de différents diamètres ;
- **Les cônes** : ce sont des convergents ou divergents qui permettent de raccorder des conduites de différents diamètres ;
- **Les coudes** : ils sont utilisés en cas de changement de direction ;

**VI.6 Conclusion**

Dans ce chapitre, on a déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les pressions aux nœuds, et les vitesses au niveau de chaque tronçon, pour le cas de pointe dans le but d'assurer un bon fonctionnement du système de réseau d'alimentation de village d'Ait Ikhlef.

## *Conclusion générale*

### **Conclusion générale**

Au terme de cette étude, nous avons pu combler les déficits de trois communes, à savoir :

- Les deux communes IDJEUR et ILLOULA avec un débit de 19,17 l/s ;
- La commune de BOUZEGUENE, avec un débit de 87,52 l/s.

Afin d'élaborer notre projet de renforcement en alimentation en eau potable à partir d'un piquage au niveau d'Ouzellaguene, nous avons procédé à un acheminement par refoulement vers le réservoir final dont le volume est de 1700m<sup>3</sup> via quatre stations de reprise, avec des capacités de 1600 m<sup>3</sup> pour la SR01, et 120 m<sup>3</sup> pour les trois autres. Quant à la partie gravitaire allant du réservoir final au R04 de la zone 04 de capacité 1200m<sup>3</sup> puis vers le R03 de la zone 03 dont la capacité est de 350 m<sup>3</sup>, en suite vers le R02 de la zone 02 ayant un volume de 220 m<sup>3</sup>, et en fin le R01 de la zone 01 caractérisé par une capacité de 300 m<sup>3</sup>.

Le dimensionnement des conduites d'adduction se fait en tenant compte de différents paramètres tel que : le débit, la vitesse, la HMT et des diamètres économiques pour des vitesses acceptables. Nous avons opté pour des conduites en Fonte ductile à l'adduction par refoulement. Quant à l'adduction gravitaire, on a utilisé le PEHD.

Le choix des pompes idéales pour nos stations de reprise c'est fait à l'aide de deux catalogues de marque différente.

La vérification sur l'apparition du phénomène du coup de bélier doit être prise en considération pour protéger les conduites. Notre constat par la suite nous a démontré l'existence de surpressions au niveau des tronçons (SR02-SR03, SR03-SR04 et SR04-Rf). Afin de protéger ces tronçons, on place des réservoirs d'air avec une capacité de :

- 4,5 m<sup>3</sup> sur le tronçon SR02-SR03 ;
- 7,6 m<sup>3</sup> sur le tronçon SR03-SR04 ;
- 3,5 m<sup>3</sup> sur le tronçon SR04-Rf.

Pour une meilleure exploitation de l'eau et un accès plus facile aux consommateurs, il est nécessaire de mettre en place un réseau de distribution. Nous avons pris le village Ait Ikhlef, comme zone d'étude.

Après simulation EPANET, on a pu déterminer les caractéristiques des conduites et celles des nœuds du réseau de distribution.

Enfin, nous espérons avoir répondu à l'objectif fixé au départ de ce projet, et que ce document soit digne d'être un guide bibliographique des promotions à venir.

## *Références bibliographiques*

**Références bibliographiques**

[1] : PDAU de la commune de BOUZEGUENE, février 2017

[2] : Références Web

- Google Maps

[3] : **HAMDOUS, S** et **TASSIGABOUAMZA, C** : ‘‘Renforcement de l’alimentation en eau potable de la commune de BOUZEGUENE, wilaya de Tizi-Ouzou, a partir de l’oued Boubhir ‘’. Mémoire de fin d’études, Université A.Mira de Béjaia, 2015, 81 pages.

[4] : Données recueillies au niveau de la Direction des Ressources en Eau de Tizi Ouzou.

[5] : **KSOURI, S** et **IBRAHIM, N** : ‘‘Renforcement du réseau d’alimentation en eau potable du chef lieu de la commune d’Akbou (wilaya de Béjaia) à partir du barrage de Tichy-Haf’’. Mémoire de fin d’études, Université A.Mira de Béjaia, 2008, 132 pages.

[6] : **Dupont, A.**, "Hydraulique Urbaine", Tome II: Ouvrage de transport-élévation et distribution des eaux, *Edition Eyrolles*, Paris, 484 pages, 1979.

[7] : **BENDAHMANE, I.** et **OUBLGHA, N.**, "Renforcement de l’AEP de Ouadhias et Taguemounte El Djedid à partir de takhoukht (wilaya de Tizi Ouzou) ", mémoire de fin d’étude, ingéniorat, Université Abderahmane Mira de Bejaia, 129 pages, 2007.

[8] : **ALIOUANE, H** et **BENMESLI, I** : ‘‘ Dimensionnement du réseau d’alimentation en eau potable de la commune SI MESTAPHA, wilaya de Boumerdès. ‘‘Mémoire de fin d’étude’’, université de Béjaia, 2007.

[9] : **Bonvin, J.**, "Hydraulique urbaine", Tome I: Captage, Réseaux d’adduction, Réservoirs, Réseaux de distribution, Equipement, Pompes, Petites centrales hydrauliques". Version 2005.

[10] : **KECHAH, S** et **KHOUIDER, Z** : ‘‘Etude de l’alimentation en eau potable de la commune de BENI MLIKECH’’. Mémoire de fin d’études, Université A.Mira de Béjaia, 2016.

[11] : **Bonnin, J.**, "Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance", Collection de la direction des études et recherche d’électricité de France, *Edition Eyrolles*, 216 pages, 1977.

**Annexe (1) : régime de consommation des agglomérations**

Heures	Coefficient de variation maximal horaire de la consommation ( $K_{\max h}$ )											
	1.2	1.25	1.3	1.35	1.4	1.45	1.5	1.7	1.8	1.9	2	2.5
0 - 1	3.5	3.35	3.2	3	2.5	2	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
1 - 2	3.45	3.35	3.25	3.2	2.65	2.1	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
2 - 3	3.45	3.3	2.9	2.5	2.2	1.85	1.5	1	0.9	0.85	1	1.2
3 - 4	3.4	3.2	2.9	2.6	2.25	1.9	1.5	1	1	1	1	1.2
4 - 5	3.4	3.25	3.35	3.5	3.2	2.85	2.5	2	1.35	2.7	3	3.5
5 - 6	3.55	3.4	3.75	4.1	3.9	3.7	3.5	3	3.85	4.7	5.5	3.5
6 - 7	4	3.85	4.15	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.2	5.35	5.5	4.5
7 - 8	4.4	4.45	4.55	4.9	5.1	5.3	5.5	6.5	6.2	5.85	5.5	10.2
8 - 9	5	5.2	5.05	4.9	5.35	5.8	6.25	6.5	5.5	4.5	3.5	8.8
9 - 10	4.8	5.05	5.4	5.6	5.85	6.05	6.25	5.5	5.85	4.2	3.5	6.5
10 - 11	4.7	4.85	4.85	4.9	5.35	5.8	6.25	4.5	5	5.5	6	4.1
11 - 12	4.55	4.6	4.6	4.7	5.25	5.7	6.25	5.5	6.5	7.5	8.5	4.1
12 - 13	4.55	4.6	4.5	4.4	4.6	4.8	5	7	7.5	7.9	8.5	3.5
13 - 14	4.55	4.55	4.3	4.1	4.4	4.7	5	7	6.7	6.35	6	3.5
14 - 15	4.6	4.75	4.4	4.1	4.6	5.05	5.5	5.5	5.35	5.2	5	4.7
15 - 16	4.6	4.7	4.55	4.4	4.6	5.3	6	4.5	4.65	4.8	5	6.2
16 - 17	4.6	4.65	4.5	4.3	4.9	5.45	6	5	4.5	4	3.5	10.4
17 - 18	4.3	4.35	4.25	4.1	4.6	5.05	5.5	6.5	5.5	4.5	3.5	9.4
18 - 19	4.35	4.4	4.25	4.5	4.7	4.85	5	6.5	6.3	6.2	6	7.3
19 - 20	4.25	4.3	4.4	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.35	5.7	6	1.6
20 - 21	4.25	4.3	4.4	4.5	4.4	4.2	4	4.5	5	5.5	6	1.6
21 - 22	4.15	4.2	4.5	4.8	4.2	3.6	3	3	3	3	3	1
22 - 23	3.9	3.75	4.2	4.6	3.7	2.85	2	2	2	2	2	0.6
23 - 24	3.8	3.7	3.5	3.3	2.7	2.1	1.5	1	1	1	1	0.6
Total	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

**Annexe (2) : les prix des conduites en PEHD PN 06**

DN (mm)	e (mm)	Prix (DA/m)
50	1.6	84.95
63	2	130.7
75	2.3	180.8
90	2.8	259.22
110	3.2	383.38
125	3.7	498.83
160	4	604.04
200	4.9	923.27

**Annexe (3) : Les prix des conduites en PEHD PN 10**

<b>DN (mm)</b>	<b>e (mm)</b>	<b>Prix (DA/m)</b>
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

**Annexe (4) : les prix des conduites en PEHD PN 16**

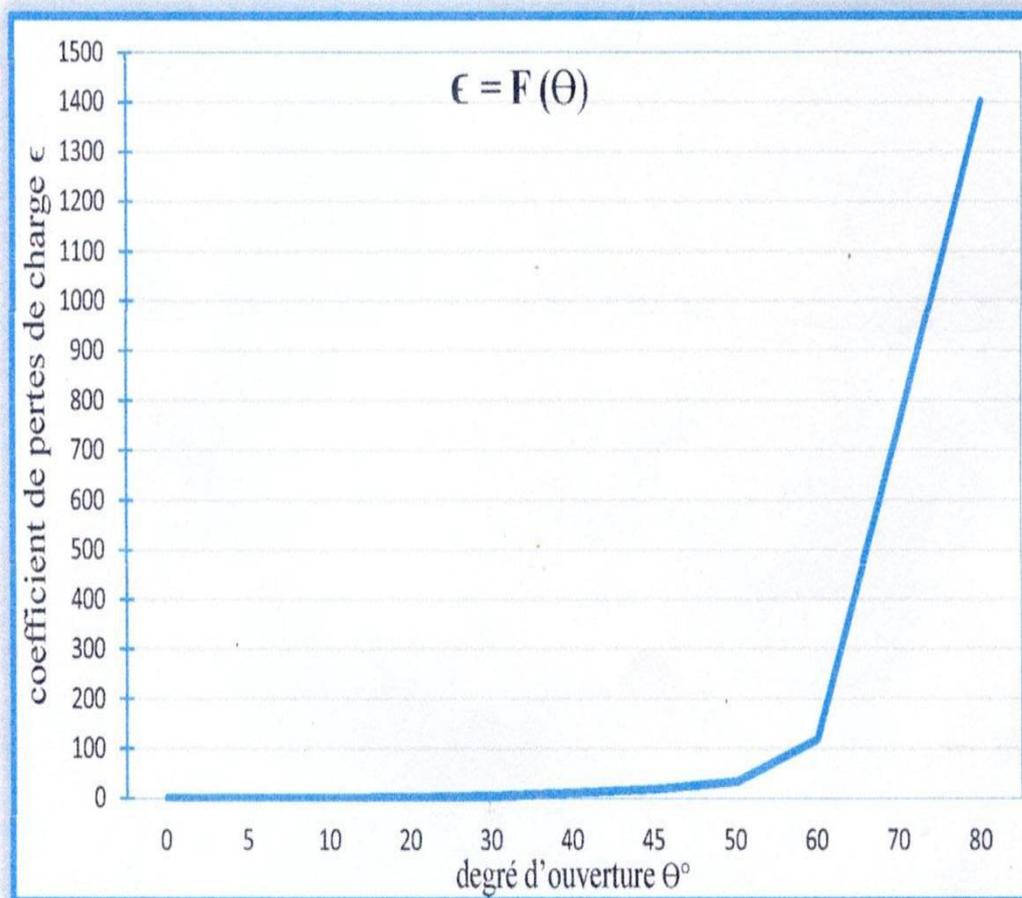
<b>DN (mm)</b>	<b>e (mm)</b>	<b>Prix (DA/m)</b>
32	3	110,00
40	3,7	170,02
50	4,6	206,98
63	5,8	414,30
75	6,8	570,09
90	8,2	768,55
110	10	1141,73
125	11,4	1619,95
160	14,6	2625,69
200	18,2	4104,96
250	22,7	6396,59
315	28,6	10173,04

**Annexe (5) : les prix des conduites en Fonte ductile.**

DN	PN	Prix (DA/m)
350	30	7 234,82
400	30	8 270,53
450	30	10 038,78
500	30	11 367,47
600	30	15 022,64
350	38	12 318,19
400	35	14 136,10
450	32	17 614,03

**Annexe (6) : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture**

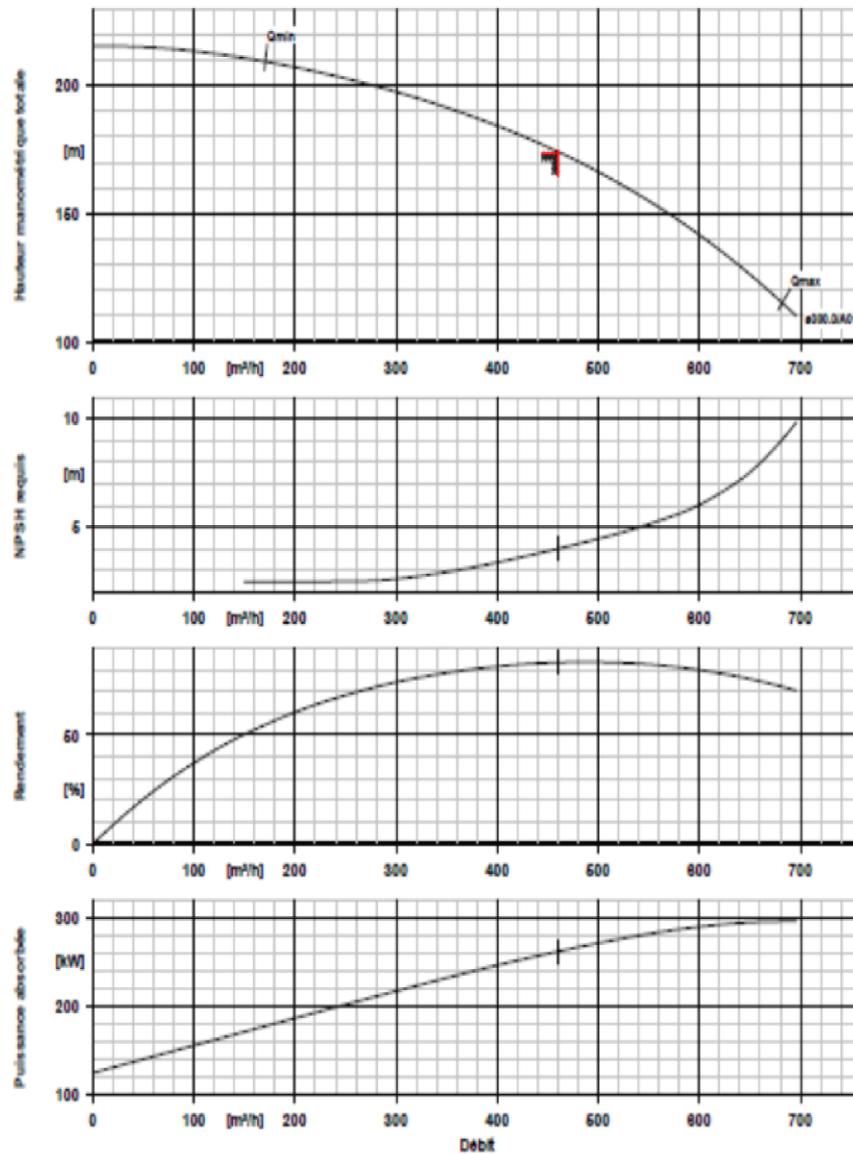
Angle d'inclinaison $\theta^\circ$	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400
$\epsilon$	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80



**Annexe (7) : Caractéristiques de P<sub>SR01</sub>**

Multitec C 200/ 4-13.2 11.167

No. de version: 1



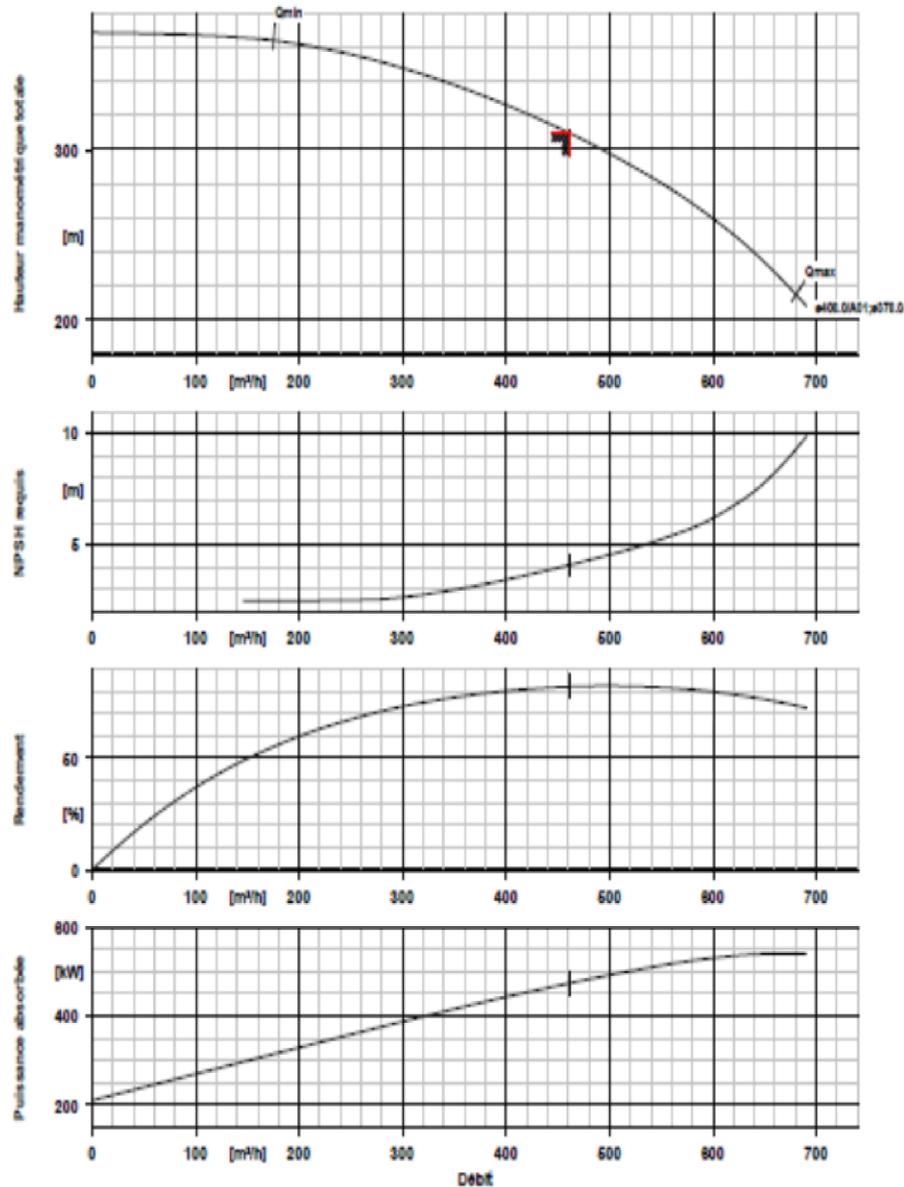
**Caractéristiques de courbe**

Vitesse de rotation	1490 rpm	Rendement	83,4 %
Densité liquide pompé	998 kg/m <sup>3</sup>	Puissance absorbée	261,38 kW
Viscosité	1,00 mm <sup>2</sup> /s	NPSH requis	4,03 m
Débit	460,80 m <sup>3</sup> /h	Numéro de courbe	1777.407541/17 GG
Débit demandé	460,80 m <sup>3</sup> /h	Diamètre de roue	380,0 mm
Hauteur manométrique totale	174,00 m	Norme de réception	tolérances suivant ISO 9908 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par. 4.4.2
Hauteur manométrique totale demandée	174,00 m		

**Annexe (8) : Caractéristiques de P<sub>SR02</sub>**

Multitec C 200/ 6-13.1 11.167

No. de version: 1



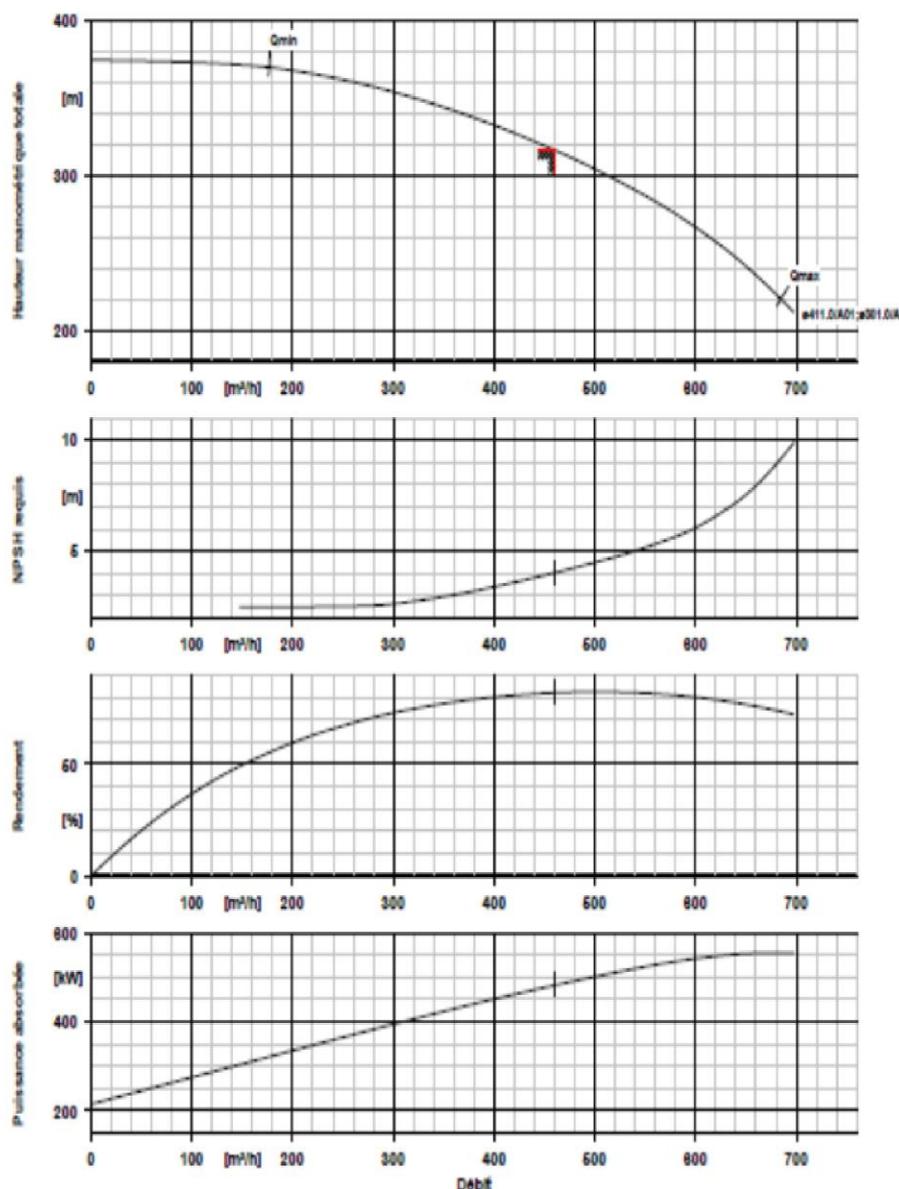
**Caractéristiques de courbe**

Vitesse de rotation	1493 rpm	Rendement	82,0 %
Densité liquide pompé	998 kg/m <sup>3</sup>	Puissance absorbée	473,05 kW
Viscosité	1,00 mm <sup>2</sup> /s	NPSH requis	4,11 m
Débit	460,80 m <sup>3</sup> /h	Numéro de courbe	5 * 1777.407541/16 GG 1 *
Débit demandé	460,80 m <sup>3</sup> /h		1777.407541/17 GG
Hauteur manométrique totale	309,80 m	Diamètre de roue	408,0 / 378,0 mm
Hauteur manométrique totale demandée	309,67 m	Norme de réception	tolérances suivant ISO 9006 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par. 4.4.2

**Annexe (9) : Caractéristiques de P<sub>SR03</sub>**

Multitec C 200/ 6-13.1 11.167

No. de version: 1



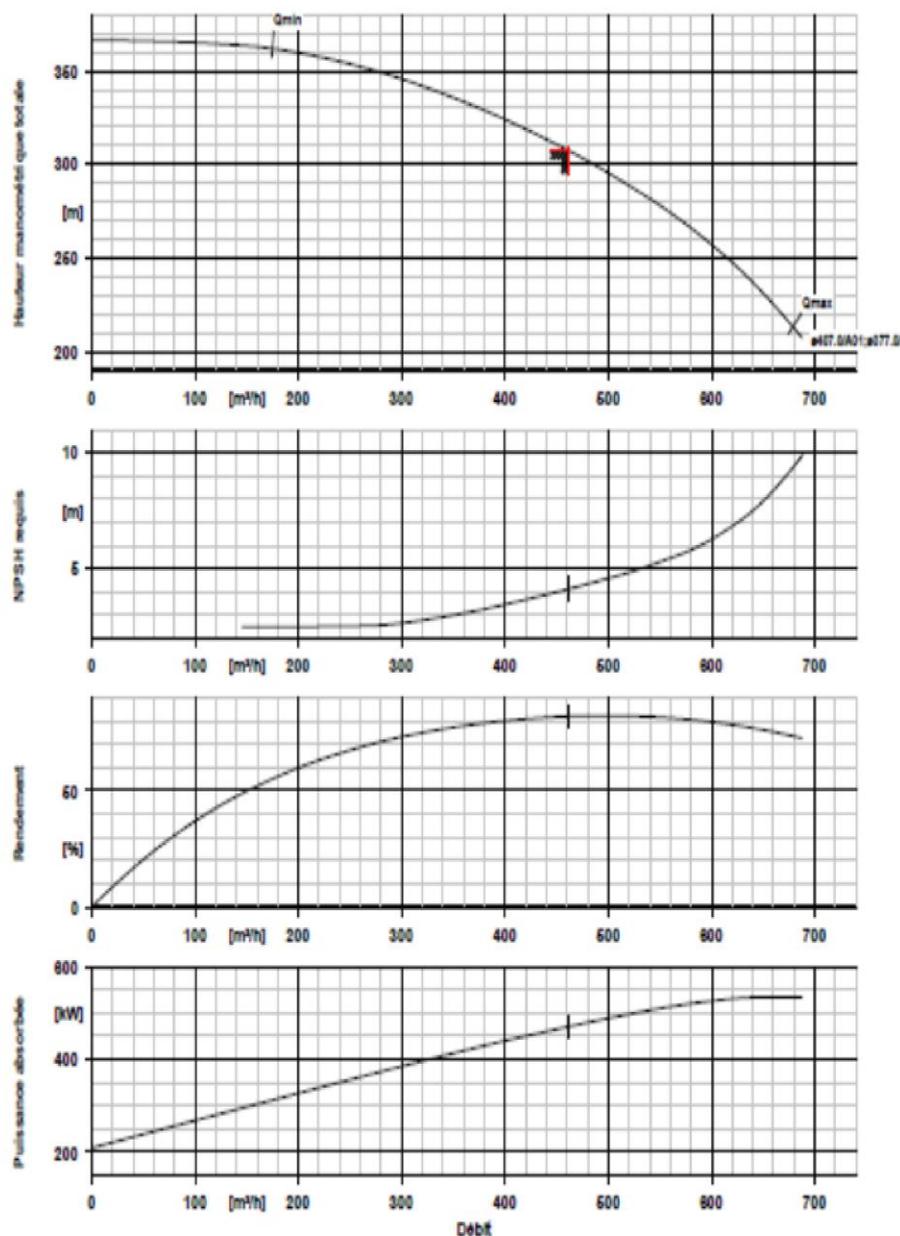
**Caractéristiques de courbe**

Vitesse de rotation	1493 rpm	Rendement	82,1 %
Densité liquide pompé	998 kg/m <sup>3</sup>	Puissance absorbée	481,80 kW
Viscosité	1,00 mm <sup>2</sup> /s	NPSH requis	4,05 m
Débit	460,80 m <sup>3</sup> /h	Numéro de courbe	5 * 1777.407541/18 GG 1 *
Débit demandé	460,80 m <sup>3</sup> /h		1777.407541/17 GG
Hauteur manométrique totale	315,81 m	Diamètre de roue	411,0 / 381,0 mm
Hauteur manométrique totale demandée	315,80 m	Norme de réception	tolérances suivant ISO 9906 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par. 4.4.2

**Annexe (10) : Caractéristiques de P<sub>SR04</sub>**

Multitec C 200/ 6-13.1 11.167

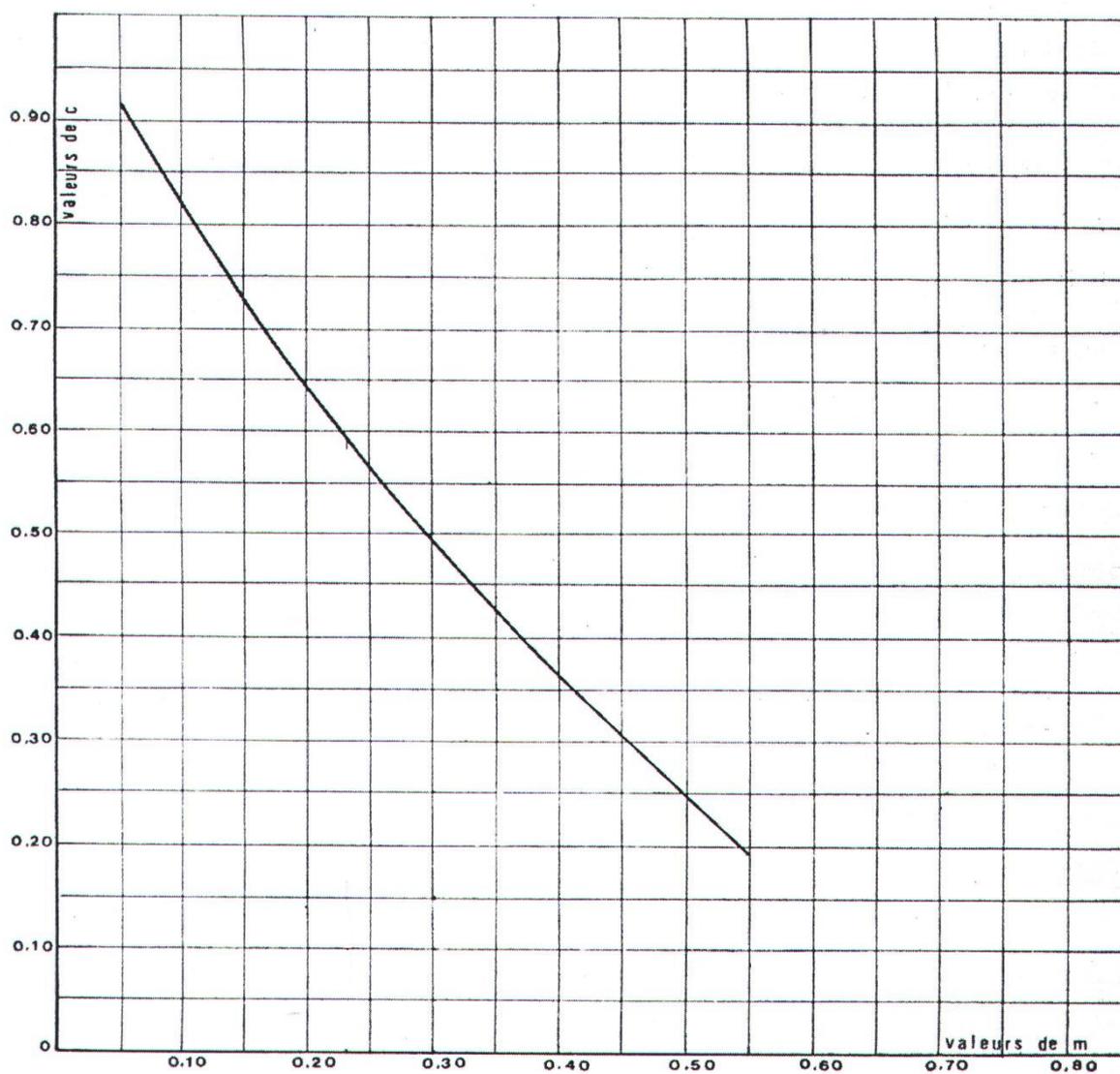
No. de version: 1



**Caractéristiques de courbe**

Vitesse de rotation	1493 rpm	Rendement	82,0 %
Densité liquide pompé	998 kg/m <sup>3</sup>	Puissance absorbée	469,82 kW
Viscosité	1,00 mm <sup>2</sup> /s	NPSH requis	4,13 m
Débit	480,80 m <sup>3</sup> /h	Numéro de courbe	5 * 1777.407541/16 GG 1 *
Débit demandé	480,80 m <sup>3</sup> /h		1777.407541/17 GG
Hauteur manométrique totale	307,59 m	Diamètre de roue	407,0 / 377,0 mm
Hauteur manométrique totale demandée	307,54 m	Norme de réception	tolérances suivant ISO 9908 classe 3B ; en dessous de 10 kW suivant par. 4.4.2

**Annexe (11) : Coefficient de perte de charge (C) dans une tuyère**



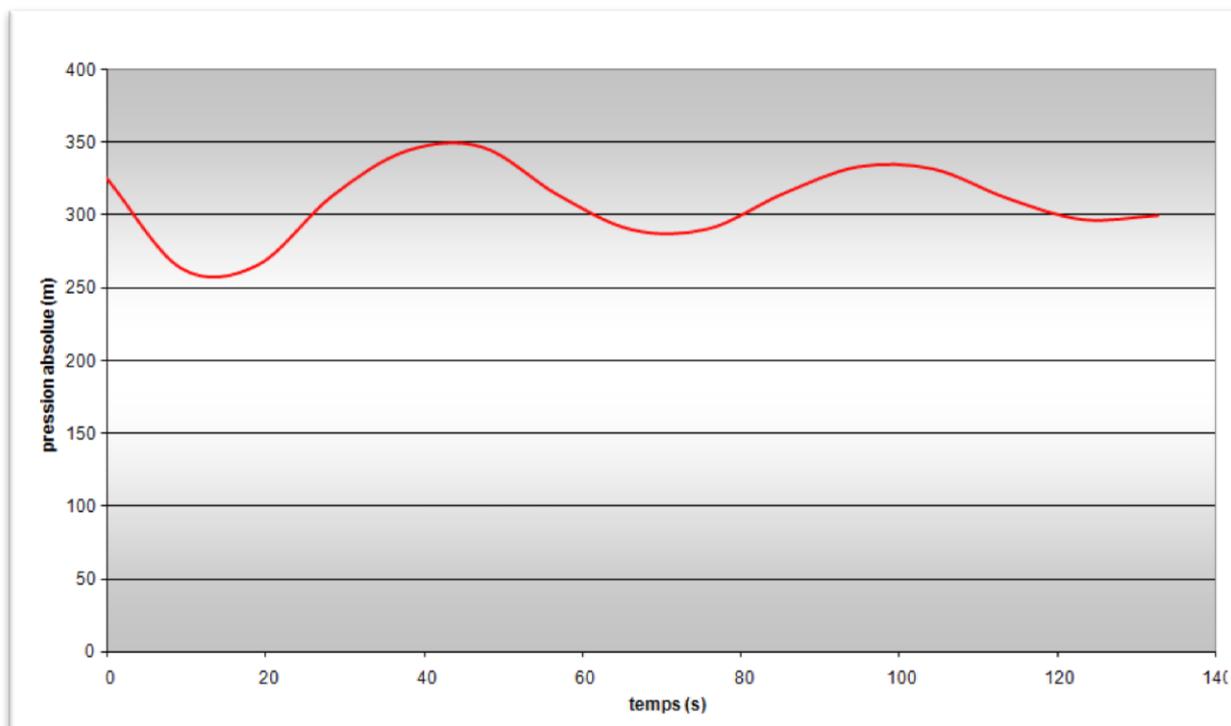
Annexe (12) : Calcul de réservoir d'air pour le tronçon SR03-SR04

Données de l'Adductiv		Résultat		Données du Réservoir d'	
Diametre	0,4 m	Vitesse	1,0191083 m/s	Volume U <sub>r</sub>	5,3 m <sup>3</sup>
Débit	0,128 m <sup>3</sup> /s	Section	0,1256 m <sup>2</sup>	K PDC entr	37,78 Vf <sup>2</sup>
H géomet	304 m	Célérité a	1125,0305 m/s	K PDC sort	14,93 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond	5334 m	B	116,87338 m	Exposant	1,2
coef. K	0,59	Hmax	420,87338 m	Pression de l':	
Epaisseur	0,0081 m	Hmin	187,12662 m	pres. air Z	
C Haz Will	138,85	periode θ	9,4824097 s	2410,3973 /U <sup>Δ</sup>	
Résultats des variations du volume c		Hθ	314 m	Résultats des pressio	
Umax	6,3624102 m <sup>3</sup>	PDC δ	11,804881 m	Surpressio	
Umin	5,0218759 m <sup>3</sup>	a/g	114,68201 s	Dépressio	
				32,988865 m	
				50,295307 m	

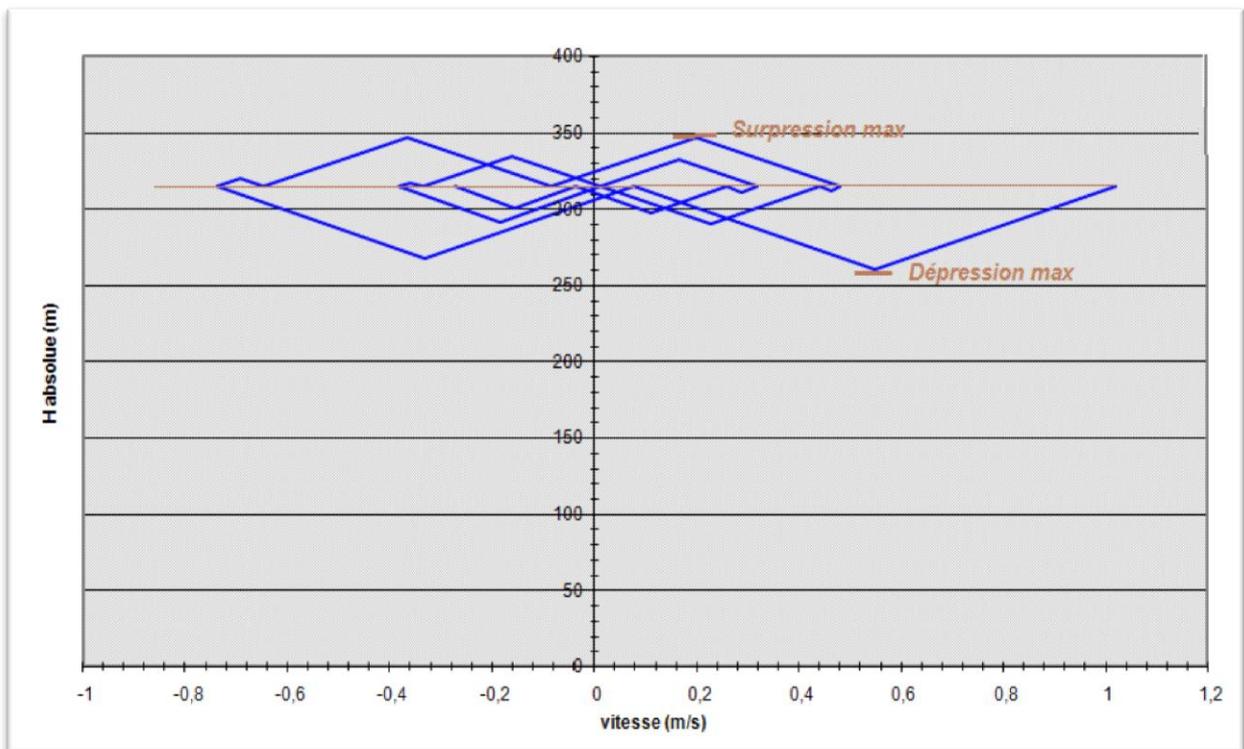
  

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	5,3	325,80488	0	325,80488	11,804881	314	1,0191083	0	0	
9,4824097	0,9331679	6,2331679	268,18719	4,4825019	263,70469	3,7408143	259,96388	0,5479261	0,7835225	0,5479366	-1,056E-05
18,964819	0,1292422	6,3624102	261,66319	4,1368007	265,79999	1,470024	267,27002	-0,3307305	0,1085166	-0,3309035	0,0001729
28,447229	-0,609658	5,7527522	295,28258	18,137497	313,42008	5,7774426	319,19752	-0,6928838	-0,5118915	-0,6928795	-4,3E-06
37,929639	-0,6307739	5,1219783	339,44026	5,0709001	344,51116	1,7750139	346,28618	-0,3660348	-0,5296212	-0,366363	0,0003282
47,412048	-0,1001023	5,0218759	347,57574	0,5868756	346,98886	0,5692878	346,41958	0,1981841	-0,0840496	0,1982637	-7,96E-05
56,894458	0,3927808	5,4146567	317,54371	3,1773871	314,36632	2,720039	311,64628	0,4603513	0,3297934	0,4613231	-0,0009718
66,376868	0,4093143	5,823971	290,95484	0,7627532	290,19208	0,7256811	289,4664	0,2259003	0,3436755	0,2260279	-0,0001277
75,859277	0,0238847	5,8478558	289,52939	1,3058978	290,83528	0,505388	291,34067	-0,1856109	0,0200545	-0,1859189	0,000308
85,341687	-0,3250861	5,5227697	310,09896	4,8960088	314,99497	1,718252	316,71322	-0,3595362	-0,2729543	-0,3599897	0,0004535
94,824097	-0,3113439	5,2114258	332,46104	1,0018334	333,46288	0,3953936	333,85827	-0,1627182	-0,2614159	-0,1628421	0,000124
104,30651	0,0007348	5,2121606	332,4048	0,4019299	332,00287	0,4009603	331,60191	0,1639258	0,000617	0,1640761	-0,0001503
113,78892	0,2688962	5,4810567	312,93308	1,2338379	311,69924	1,132826	310,56641	0,2874702	0,2257752	0,2874744	-4,185E-06
123,27133	0,2367203	5,7177771	297,45137	0,1807974	297,27057	0,1913454	297,07922	0,109985	0,1987592	0,110044	-5,898E-05
132,75374	-0,0273811	5,690396	299,16973	0,919701	300,08943	0,3652833	300,45471	-0,1556719	-0,0229902	-0,1560243	0,0003524

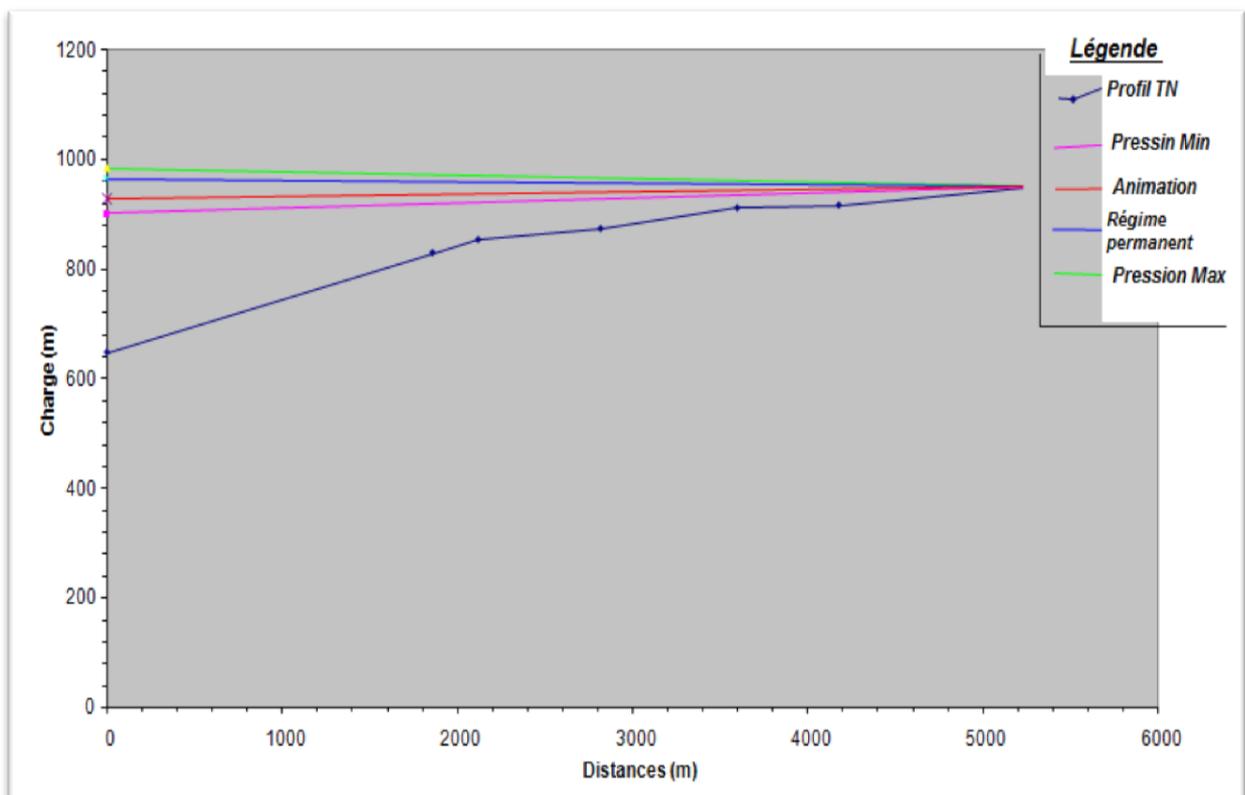
Annexe (13) : Enveloppe des pressions absolues en fonction du temps pour le tronçon SR03-SR04



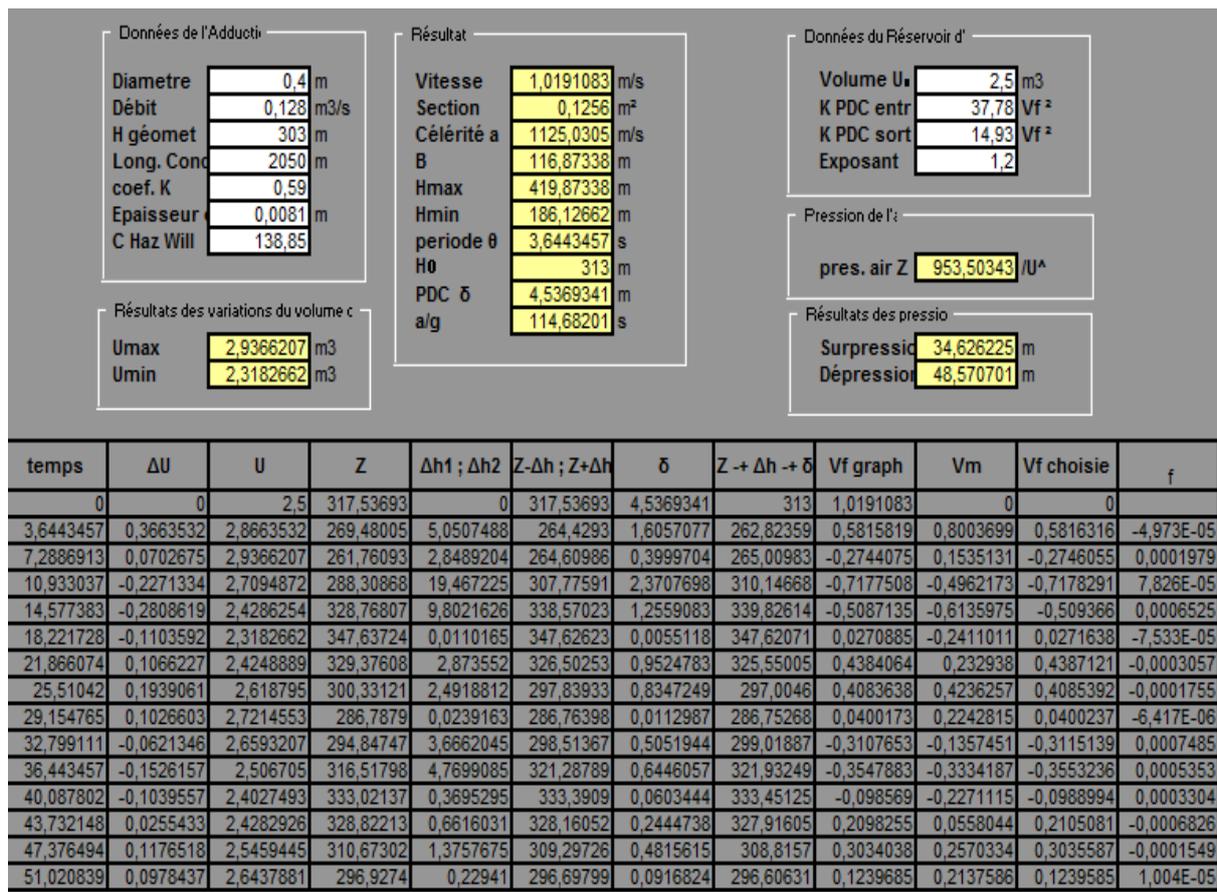
**Annexe (14)** : Epure de BERGERON pour le tronçon SR03-SR04



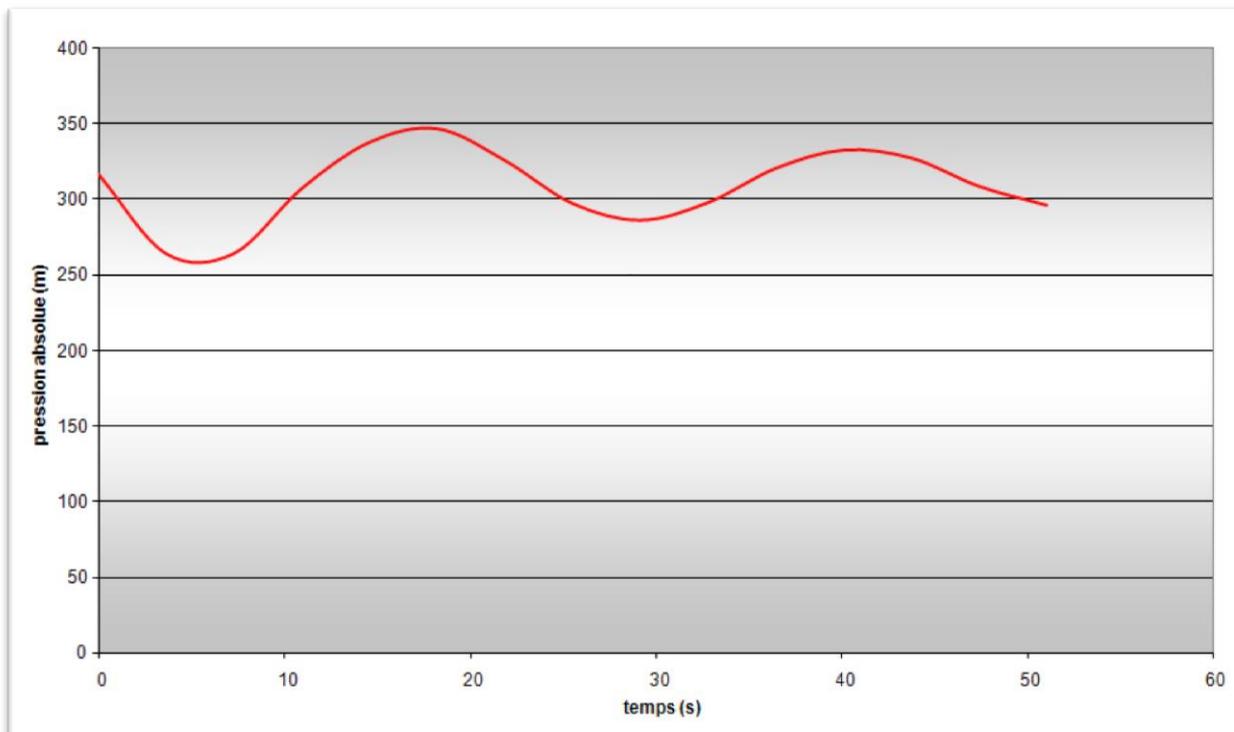
**Annexe (15)** : Enveloppe des dépressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon SR03-SR04



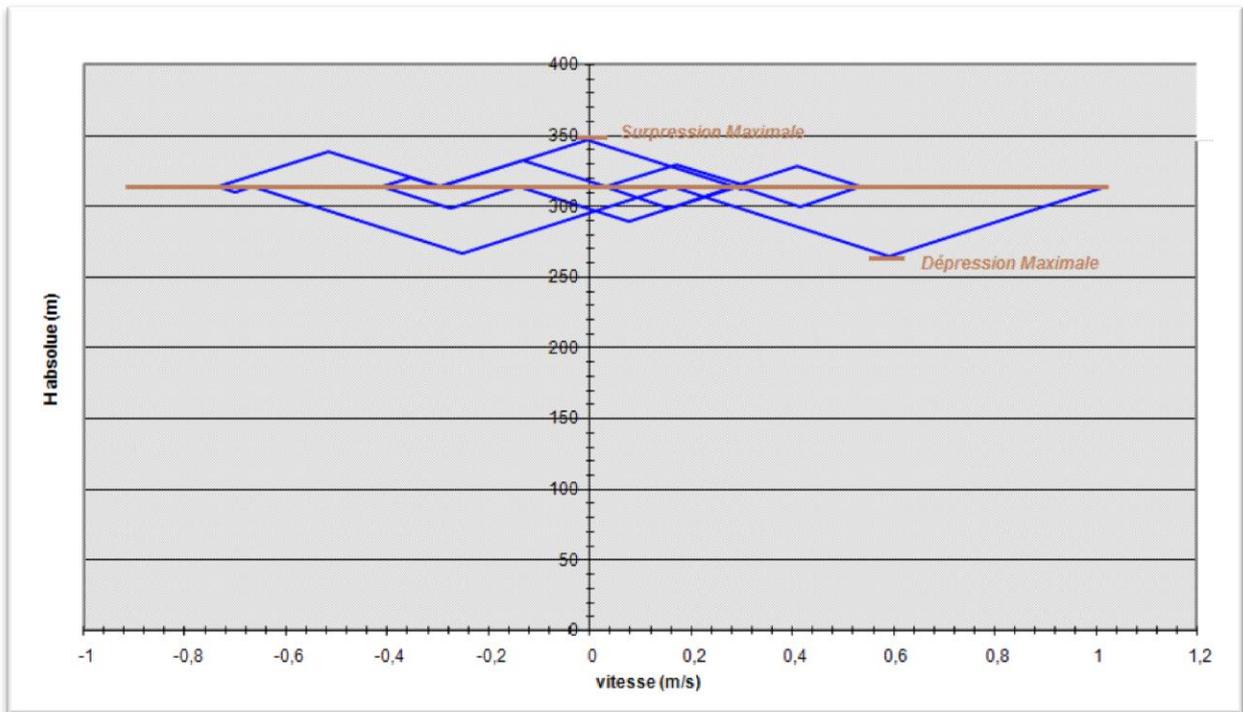
Annexe (16) : Calcul de réservoir d'air pour le tronçon SR04-Rf



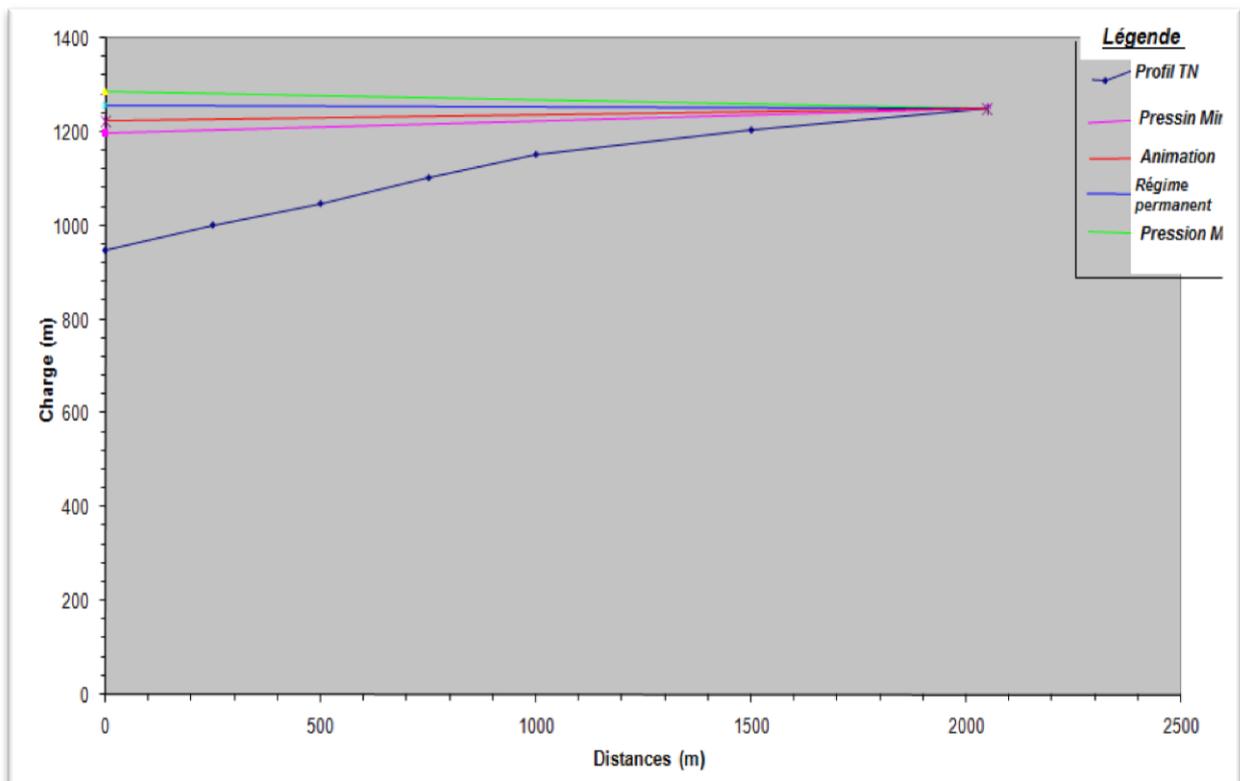
Annexe (17) : Enveloppe des pressions absolues en fonction du temps pour le tronçon SR04-Rf



**Annexe (18) :** Epure de BERGERON pour le tronçon SR04-Rf

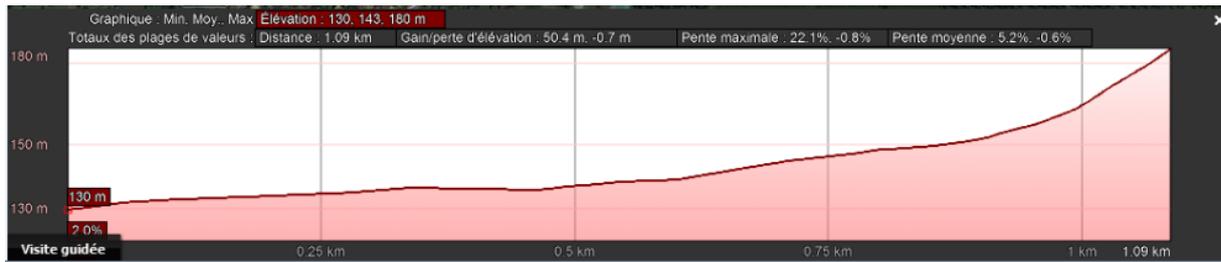


**Annexe (19) :** Enveloppe des dépressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon SR04-Rf



**Annexe (20) : Profils en long des différents tronçons de l'adduction gravitaire**

**La conduite (point de piquage- SR01)**



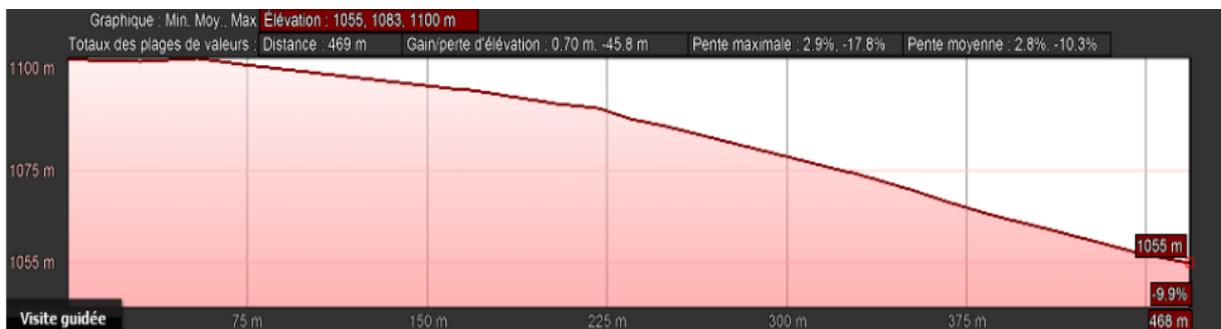
**La conduite Rf-R04**



**La conduite R04-R03**



**La conduite R03-R02**



**La conduite R02-R01**



**Annexe (21) : Protection des tronçons gravitaires**

**Protection de la conduite R04-R03**

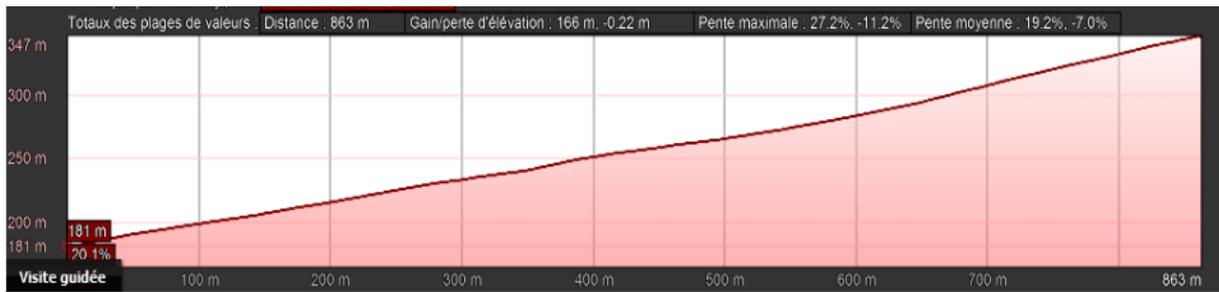


**Protection de la conduite R02-R01**



**Annexe (22) : Profils en long des différents tronçons de l'adduction par refoulement**

**La conduite (SR01- SR02)**



**La conduite (SR02- SR03)**



**La conduite (SR03- SR04)**



**La conduite (SR04- Rf)**



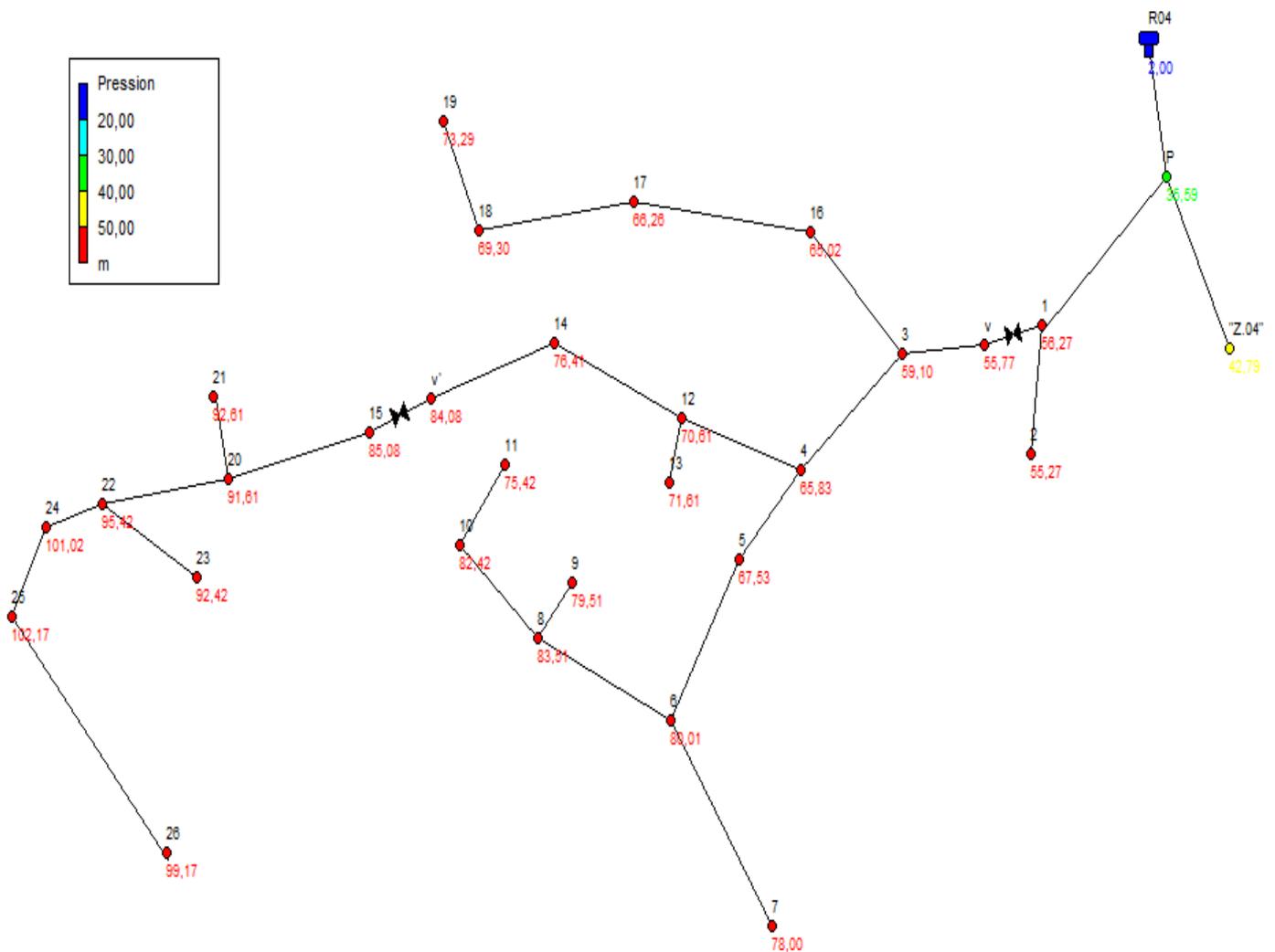
**Annexe (23) : Résultats de calcul des débits aux nœuds**

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	$Q_{sp}$ (l/s/m)	$Q_r$ (l/s)	$\Sigma Q_r$ (l/s)	$Q_n$ (l/s)
P	P- N01	435	0,00583833	2,53967469	2,539	/
N1	P- N01	435	0,00583833	2,53967469	2,955	1,625
	N01-N02	43,7	0,00583833	0,25513514		
	N01-N03	27,4	0,00583833	0,15997031		
N2	N01-N02	43,7	0,00583833	0,25513514	0,255	0,140
N3	N01-N03	27,4	0,00583833	0,15997031	1,084	0,596
	N03-N04	79	0,00583833	0,46122828		
	N03-N16	79,3	0,00583833	0,46297978		
N4	N03-N04	79	0,00583833	0,46122828	0,863	0,475
	N04-N05	31,6	0,00583833	0,18449131		
	N04-N12	37,3	0,00583833	0,21776981		
N5	N04-N05	31,6	0,00583833	0,18449131	0,704	0,387
	N05-N06	89	0,00583833	0,5196116		
N6	N05-N06	89	0,00583833	0,5196116	1,340	0,737
	N06-N07	97,5	0,00583833	0,56923743		
	N06-N08	43	0,00583833	0,2510483		
N7	N06-N07	97,5	0,00583833	0,56923743	0,569	0,313
N8	N06-N08	43	0,00583833	0,2510483	0,595	0,327
	N08-N09	21,4	0,00583833	0,12494032		
	N08-N10	37,5	0,00583833	0,21893747		
N9	N08-N09	21,4	0,00583833	0,12494032	0,125	0,069
N10	N08-N10	37,5	0,00583833	0,21893747	0,436	0,240
	N10-N11	37,2	0,00583833	0,21718597		
N11	N10-N11	37,2	0,00583833	0,21718597	0,217	0,119
N12	N04-N12	37,3	0,00583833	0,21776981	0,659	0,363
	N12-N13	26,7	0,00583833	0,15588348		
	N12-N14	49	0,00583833	0,2860783		
N13	N12-N13	26,7	0,00583833	0,15588348	0,156	0,086
N14	N12-N14	49	0,00583833	0,2860783	0,570	0,314
	N14-N15	48,7	0,00583833	0,2843268		
N15	N14-N15	48,7	0,00583833	0,2843268	0,491	0,270
	N15-N20	35,4	0,00583833	0,20667697		
N16	N03-N16	79,3	0,00583833	0,46297978	0,712	0,391
	N16-N17	42,6	0,00583833	0,24871297		
N17	N16-N17	42,6	0,00583833	0,24871297	0,485	0,267
	N17-N18	40,5	0,00583833	0,23645247		
N18	N17-N18	40,5	0,00583833	0,23645247	0,844	0,464
	N18-N19	104	0,00583833	0,60718659		
N19	N18-N19	104	0,00583833	0,60718659	0,607	0,334

**Annexe (23) : Résultats de calcul des débits aux nœuds (Suite et fin)**

Nœuds	Tronçons	Longueurs (m)	$Q_{sp}$ (l/s/m)	$Q_r$ (l/s)	$\Sigma Q_r$ (l/s)	$Q_n$ (l/s)
20	N15-N20	35,4	0,00583833	0,20667697	0,398	0,219
	N20-N21	12,6	0,00583833	0,07356299		
	N20-N22	20,2	0,00583833	0,11793432		
21	N20-N21	12,6	0,00583833	0,07356299	0,074	0,040
22	N20-N22	20,2	0,00583833	0,11793432	0,472	0,259
	N22-N23	32	0,00583833	0,18682664		
	N22-N24	28,6	0,00583833	0,16697631		
23	N22-N23	32	0,00583833	0,18682664	0,189	0,103
24	N22-N24	28,6	0,00583833	0,16697631	0,475	0,261
	N24-N25	52,8	0,00583833	0,30826396		
25	N24-N25	52,8	0,00583833	0,30826396	0,687	0,378
	N25-N26	64,9	0,00583833	0,37890779		
26	N25-N26	64,9	0,00583833	0,37890779	0,379	0,208

**Annexe (24) : Résultat de la simulation sans régulateur de pression**



**Annexe (25) : Résultats de la simulation cas de pointe****Tableau (VI.2) : Etat des nœuds du réseau cas de pointe (Suite et fin)**

<b>ID Nœud</b>	<b>Altitude (m)</b>	<b>Demande (l/s)</b>	<b>Charge (m)</b>	<b>Pression (m)</b>
N24	1030	0,261	1078,64	48,64
N25	1028	0,378	1077,85	49,85
N26	1031	0,208	1076,13	45,13

**Tableau (VI.3) : Etat des arcs du réseau en cas de pointe**

<b>ID Arc</b>	<b>Longueur</b>	<b>DN (mm)</b>	<b>D<sub>int</sub> (mm)</b>	<b>Q (l/s)</b>	<b>Vitesse (m/s)</b>	<b>Facteur de Friction</b>
Tuyau 7	97,5	32	28	0,31	0,5	0,029
Tuyau 8	43	40	35.2	0,79	0,81	0,026
Tuyau 9	21,4	20	16	0,1	0,5	0,032
Tuyau 10	37,5	32	28	0,36	0,55	0,029
Tuyau 11	37,2	25	21	0,12	0,35	0,032
Tuyau 12	37,3	75	66	2,55	0,75	0,024
Tuyau 13	26,7	20	16	0,1	0,5	0,032
Tuyau 14	49	75	66	2,08	0,61	0,025
Tuyau 15	48,7	63	55.4	1,78	0,74	0,025
Tuyau 16	79,3	63	55.4	1,48	0,61	0,025
Tuyau 17	42,6	50	44	1,09	0,72	0,026
Tuyau 18	40,5	50	44	0,79	0,52	0,027
Tuyau 19	104	32	28	0,33	0,5	0,029
Tuyau 20	35,4	63	55.4	1,48	0,61	0,025
Tuyau 21	12,6	20	16	0,04	0,2	0,060
Tuyau 22	20,2	63	55.4	1,22	0,51	0,026
Tuyau 23	32	20	16	0,1	0,5	0,032
Tuyau 24	28,6	50	44	0,86	0,57	0,027
Tuyau 25	52,8	40	35.2	0,6	0,62	0,027
Tuyau 26	64,9	25	21	0,21	0,61	0,030

## ***Résumé***

Le présent mémoire de fin d'études présente un projet de renforcement en alimentation en eau potable de la commune de BOUZEGUENE et la distribution du village Ait Ikhlef.

La commune alimenté principalement par la source ADARDAR et les forages de Oued Boubhir avec un débit de 15,97 l/s, souffre d'un manque d'eau extrême, et pour remédier a ce problème rapidement, une solution urgente a été élaborer, qui est d'acheminer l'eau à partir du piquage sur la conduites d'alimentation (Tichy Haff-Bejaia) au niveau d'Ouzellaguène pour combler un déficit de 106,7 l /s, et ce après avoir dimensionner les quatre stations de reprise jusqu'au réservoir final qui desservira en suite en gravitaire les quatre réservoirs de tête de chaque zone, ainsi que les conduites d'adduction qui relierons ces ouvrages de stockages.Par la suite, nous avons choisi les pompes adéquates au système étudié. L'étude du coup de bélier a été réalisée afin de protéger les conduites qui présentent des risques.

A la fin, nous avons dimensionné le réseau de distribution du village Ait Ikhlef.

**Mots clé :** Adduction, distribution, pompe, gravitaire, coup de bélier.

## ***Abstract***

This end of studies dissertation presents a project of reinforcement in drinking water supply of the municipality of BOUZEGUENE and the distribution of Ait Ikhlef village.

The municipality fed mainly by the source ADARDAR and the boreholes of Oued Boubhir with a flow rate of 15,97 l/s, suffers from a lack of extreme water, and to remedy this problem quickly, an urgent solution has been worked out which is to convey the water from the tapping on the supply lines (Tichy Haff-Bejaia) at the level of Ouzellaguene, to fill a deficit of 106,7 l /s, after sizing the four recovery stations to the final reservoir which will then serve the four main tanks of each zone, as well as the supply ducts that connect these storage facilities.

Subsequently, we chose the right pumps for the studied system. The study of the water hammer has been carried out to protect the pipes that present risks.

At the end, we sized the distribution network of Ait Ikhlef village.

**Key words :** water supply, distribution, pump, gravity, water hammer.

## ***ملخص***

تقدم هذه المذكرة مشروعًا لتعزيز إمدادات مياه الشرب في بلدية بوزجان وتوزيع لقرية أيت يخلف. المصدر الأساسي للبلدية هو مصدر ادردار و ابار واد بوبهير بمعدل تدفق 15.97 لتر/ثانية، تعاني هذه البلدية من نقص حاد في المياه، ولعلاج هذه المشكلة بسرعة، كان هناك حل عاجل وهو ضخ المياه من سد (تيشيحاف-بجاية) في اوزلاقن لاكمال عجز قدره 106.7 لتر/ثانية، بعد تحجيم محطات الضخ الأربعة إلى الخزان النهائي والتي ستعمل بعد ذلك كخزانات رئيسية في كل منطقة ، وكذلك أنابيب ربط هذه الهياكل التخزينية. بعد ذلك ، اخترنا المضخات المناسبة للمشروع المدروس. تم تنفيذ دراسة المطرقة المائية لحماية الأنابيب التي تشكل الخطر. في النهاية ، قمنا بانجاز شبكة توزيع المياه لقرية أيت يخلف.

**كلمات مفاتيح :** سحب، التوزيع، دفع ، مضخة، الجاذبية، المطرقة المائية