



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

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M<sup>elle</sup> HAMDANI Amina

M<sup>elle</sup> IGROUFA Meriem

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

Option : **Hydraulique urbaine**

**INTITULE :**

**ETUDE DES RESEAUX D'AEP DU CENTRE DE  
SEDDOUK ET PERIPHERIE, TIBOUAMOUCINE,  
IGHIL N'DJIBER, SIDI MOUFFOK ET  
SEDDOUK OUADDA**

Soutenu le 29/06 /2017 devant le jury composé de :

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

## Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des annexes

Liste des symboles et abréviations

**Introduction générale** .....01

### **Chapitre I : Présentation du site et estimations des besoins**

I.1. Introduction .....02

I.2. Présentation de la commune.....02

I.3. Situation géographique.....02

    I.3.1. La commune..... 02

    I.3.2. Les villages..... 03

I.4. Situation topographique.....04

I.5. Situation géologique..... 04

I.6. Situation climatique..... 04

I.7. Situation hydrographique..... 04

I.8. Ressource en eau..... 04

I.9. Exploitation des logiciels..... 06

    I.9.1. Google earth.....06

    I.9.2. Global mapper.....06

    I.9.3. Autocad-Civil 3D- Watercad.....07

        I.9.3.1. La vectorisation.....08

I.10. Evaluation de la population..... 09

I.11. Estimation des besoins en eau de la population.....09

    I.11.1. Dotation..... 09

    I.11.2. Consommation moyenne journalière.....10

I.12. Différents types de besoins.....10

    I.12.1. Besoins domestiques..... 10

    I.12.2. Besoins sanitaires..... 11

I.12.3. Besoins scolaires.....	11
I.12.4. Besoins sportifs.....	12
I.12.5. Besoins socio-culturels.....	12
I.12.6. Besoins commerciaux .....	13
I.12.7. Projet prévus.....	13
I.12.8. Besoins administratifs.....	14
I.12.9. Besoins des cheptels.....	15
I.13. Estimation des débits des équipements pour l’horizon 2042.....	16
I.14. Majoration de la consommation moyenne journalière totale ( $Q_{maj,j}$ ) .....	17
I.15. Calcul du débit maximum journalier ( $Q_{max,j}$ ).....	17
I.16. Calcul du coefficient de variation maximale horaire ( $K_{max,h}$ ).....	18
I.17. Récapitulatif des résultats.....	19
I.17. Conclusion.....	20

## **Chapitre II : Les réservoirs**

II.1. Introduction.....	21
II.2. Description du schéma des réservoirs.....	21
II.3. Dimensionnement des réservoirs.....	23
II.3.1. Dimensionnement du RT.....	23
II.3.2. Dimensionnement du réservoir R1.....	25
II.3.3. Dimensionnement du réservoir R2.....	26
II.3.4. Dimensionnement du réservoir R3.....	27
II.3.5. Dimensionnement du réservoir R4.....	29
II.3.6. Dimensionnement du réservoir R5.....	30
II.3.7. Dimensionnement du réservoir R6.....	31
II.3.8. Dimensionnement du réservoir R7.....	32
II.4. Dimensionnement des stations de reprises.....	33
II.4.1. Dimensionnement de la première station de reprise (SR1).....	33
II.4.2. Dimensionnement de la deuxième station de reprise (SR2).....	34

II.4.3. Dimensionnement de la troisième station de reprise (SR3).....	34
II.4.4. Dimensionnement de la quatrième station de reprise (SR4).....	35
II.5. Conclusion .....	35

### **Chapitre III : Adduction**

III.1. Introduction.....	36
III.2. Description du schéma d'adduction.....	36
III.3. Choix du type des conduites.....	36
III.4. Choix des vannes.....	36
III.5. Tracé du réseau.....	37
III.6. Etudes technico-économique des conduites.....	38
III.6.1. Calcul du diamètre économique.....	38
III.6.2. Calcul de la vitesse.....	38
III.6.3. Calcul des pertes de charge.....	38
III.6.3.1. Les pertes de charge linéaire ( $H_L$ ).....	39
III.6.3.2. Les pertes de charge singulière ( $H_s$ ).....	39
III.6.3.3. Les pertes de charge totale ( $H_t$ ).....	40
III.6.4. Calcul de la hauteur manométrique d'élévation ( $H_{mt}$ ).....	40
III.6.5. Calcul de la puissance absorbé par la pompe.....	40
III.6.6. Calcul de l'énergie consommée par la pompe.....	40
III.6.7. Calcul des frais d'exploitation.....	40
III.6.8. Calcul des frais d'amortissement.....	41
III.6.9. Calcul du bilan.....	41
III.7. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons.....	42
III.7.1. Partie adduction gravitaire.....	42
III.7.1.1. Tronçon PK-SR1.....	42
III.7.1.2. Tronçon tampon- SR4.....	42
III.7.1.3. Tronçon tampon-R1.....	43
III.7.1.4. Tronçon tampon -R2.....	44

III.7.1.5. Tronçon R3-R4.....	44
III.7.1.6. Tronçon R3-R5.....	45
III.7.1.7. Tronçon tampon- SR3.....	46
III.7.1.8. Tronçon tampon –R6.....	46
III.7.2. Partie adduction par refoulement.....	47
III.7.2.1. Tronçon SR1-SR2.....	47
III.7.2.2. Tronçon SR2-RT.....	48
III.7.2.3. Tronçon SR4-R7.....	49
III.7.2.4. Tronçon SR3-R3.....	50
III.7. Récapitulatif des résultats .....	50
III.8. Conclusion.....	51

## **Chapitre IV : Les pompes**

IV.1. Introduction.....	53
IV.2. Choix des pompes.....	53
IV.3. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges.....	53
IV.3.1. Hauteur manométrique (H <sub>mt</sub> ).....	53
IV.3.2. Le débit (Q).....	53
IV.3.3. La vitesse de rotation (N).....	53
IV.3.4. Les puissances.....	54
IV.3.4.1. La puissance absorbée par la pompe (P <sub>a</sub> ).....	54
IV.3.4.2. La puissance utile (P <sub>u</sub> ).....	54
IV.3.5. Le rendement ( $\eta$ ).....	54
IV.4. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	54
IV.4.1. La courbe hauteur – débit « $H = f(Q)$ » .....	54
IV.4.2. La courbe rendement –débit « $\eta = f(Q)$ » .....	54
IV.4.3. La courbe des puissances absorbées-débit « $Pa = f(Q)$ » .....	54
IV.5. Le point de fonctionnement d'une pompe.....	54

IV.5.1. Première variante : Modification du temps de pompage.....	55
IV.5.2. Deuxième variante : Régulation par étouffement (le vannage).....	55
IV.5.3. Troisième variante : Rognage de la roue.....	55
VI.5.4. Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation.....	56
IV.6. Etude de cavitation.....	56
IV.7. Choix des pompes du projet.....	57
IV.7.1. La station de reprise SR4.....	57
IV.7.2. La station de reprise SR1.....	58
IV.7.3. La station de reprise SR2.....	59
IV.7.4. La station de reprise SR3.....	60
IV.8. Conclusion.....	62

## **Chapitre V : Coup de Bélier**

V.1. Introduction.....	63
V.2. Causes du coup de bélier.....	63
V.3. Les dispositifs de protection.....	63
V.3.1. Les volants d'inertie.....	63
V.3.2. Les soupapes de décharge.....	63
V.3.4. Cheminée d'équilibre.....	63
V.3.5. Les ventouses.....	64
V.4. Etude du coup de bélier.....	64
V.4.1. La valeur numérique du coup de bélier.....	64
V.5. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons du refoulement.....	65
V.5.1. Constatation des résultats.....	66
V.5.2. Méthode de calcul du réservoir d'air.....	66
V.5.3. Application du calcul.....	68
V.5.3.1. Tronçon SR4-R7.....	68
V.5.3.2. Tronçon SR3-R3.....	70

V.5.3.3. Tronçon SR2-RT.....	62
V.6. Conclusion.....	75

## **Chapitre VI : Distribution**

VI.1. Introduction .....	76
VI.2. Type de réseau de distribution.....	76
VI.3. Application.....	76
VI.4. Choix du type des conduites.....	77
VI.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	77
VI.5.1. Débit de pointe.....	77
VI.5.2. Débit spécifique.....	77
VI.5.3. Débit de route.....	77
VI.5.4. Débit au nœud.....	77
VI.5.5. Calcul des différents débits du réseau du village Sidi-Mouffok.....	78
VI.5.5.1. Cas de pointe.....	78
VI.5.5.2. Cas de pointe + incendie .....	79
VI.6. Modélisation et simulation du réseau hydraulique.....	79
VI.6.1. Modélisation et simulation du réseau par logiciel Epanet.....	79
VI.6.1.1. Les étapes d'utilisation d'Epanet.....	80
VI.6.1.2. Modélisation du réseau.....	80
VI.6.1.3. Simulation du réseau.....	80
VI.6.2. Modélisation et simulation du réseau par Watercad.....	80
VI.6.2.1. Les étapes d'utilisation de Watercad.....	81
VI.6.2.2. Capacité de modélisation.....	81
VI.7. Résultats et constatations (cas de pointe).....	82
VI.7.1. Résultats et constatations après la simulation par logiciel Epanet.....	82
VI.7.1.1. Etat du réseau après la simulation.....	82

VI.7.1.2. Etat des nœuds du réseau.....	82
VI.7.1.3. Etat des conduites du réseau.....	83
VI.7.2. Résultats et constatations après la simulation par logiciel Watercad.....	84
VI.7.2.1. Etat du réseau après la Simulation.....	85
VI.7.2.2. Etat des nœuds du réseau.....	86
VI.7.2.3. Etat des conduites du réseau.....	87
VI.8. Résultats et constatations (cas de pointe + incendie).....	88
VI.8.1. Résultats et constatations après simulation par logiciel Epanet.....	88
VI.8.1.1. Etat du réseau après la simulation.....	88
VI.8.1.2. Etat des nœuds du réseau.....	88
VI.8.1.3. Etat des conduites du réseau.....	89
VI.9. Récapitulatif des résultats.....	90
VI.10. Conclusion.....	90
<b>Conclusion générale</b> .....	<b>91</b>



## Liste des tableaux

<b>Tableau (I.1) :</b>	Kilométrage des villages .....	03
<b>Tableau (I.2) :</b>	Ressources en eau de la commune .....	05
<b>Tableau (I.3) :</b>	Estimation de la population à l'horizon de 2042 .....	09
<b>Tableau (I.4) :</b>	Besoins domestiques .....	10
<b>Tableau (I.5) :</b>	Besoins sanitaire .....	11
<b>Tableau (I.6) :</b>	Besoins scolaires .....	11
<b>Tableau (I.7) :</b>	Besoins sportifs .....	12
<b>Tableau (I.8) :</b>	Besoins socio-culturels .....	12
<b>Tableau (I.9) :</b>	Besoins commerciaux .....	13
<b>Tableau (I.10) :</b>	Projet prévus .....	13
<b>Tableau (I.11) :</b>	Besoins administratifs.....	14
<b>Tableau (I.12) :</b>	Projets des cheptels.....	15
<b>Tableau (I.13) :</b>	Estimation du débit d'équipement pour l'horizon 2042 .....	16
<b>Tableau (I.14) :</b>	Majoration de la consommation moyenne journalière total.....	17
<b>Tableau (I.15) :</b>	Débit maximum journalier .....	18
<b>Tableau (I.16) :</b>	Variation des valeurs de $\beta_{\max}$ .....	18
<b>Tableau (I.17) :</b>	Détermination des valeurs des coefficients $K_{\max,h}$ en fonction du nombre d'habitants .....	19
<b>Tableau (I.18) :</b>	Récapitulatif des résultats .....	20
<b>Tableau (II.1) :</b>	Dimensionnement du RT .....	24
<b>Tableau (II.2) :</b>	Dimensionnement du R1 .....	25
<b>Tableau (II.3) :</b>	Dimensionnement du R2 .....	26
<b>Tableau (II.4) :</b>	Dimensionnement du R3 .....	28
<b>Tableau (II.5) :</b>	Dimensionnement du R4 .....	29
<b>Tableau (II.6) :</b>	Dimensionnement du R5 .....	30
<b>Tableau (II.7) :</b>	Dimensionnement du R6 .....	31
<b>Tableau (II.8) :</b>	Dimensionnement du R7 .....	33
<b>Tableau (II.9) :</b>	La capacité des réservoirs servant à la distribution des différents Villages .....	35
<b>Tableau (III.1) :</b>	Calcul des pertes de charge totales du tronçon PK-SR1.....	42
<b>Tableau (III.2) :</b>	Calcul des pertes de charge totales du tronçon tampon-SR4 .....	43
<b>Tableau (III.3) :</b>	Calcul des pertes de charge totales du tronçon tampon-R1 .....	43
<b>Tableau (III.4) :</b>	Calcul des pertes de charge totales du tronçon tampon-R2 .....	44
<b>Tableau (III.5) :</b>	Calcul des pertes de charge totales du tronçon R3-R4 .....	45
<b>Tableau (III.6) :</b>	Calcul des pertes de charge totales du tronçon R3-R5 .....	45
<b>Tableau (III.7) :</b>	Calcul des pertes de charge totales du tronçon tampon-SR3 .....	46
<b>Tableau (III.8) :</b>	Calcul des pertes de charge totales du tronçon tampon-R6 .....	46
<b>Tableau (III.9) :</b>	Calcul de la Hmt du tronçon SR1-SR2 .....	47
<b>Tableau (III.10):</b>	Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR1-SR2 .....	47

<b>Tableau (III.11):</b>	Calcul du bilan du tronçon SR1-SR2 .....	48
<b>Tableau (III.12) :</b>	Calcul de la Hmt du tronçon SR2-tampon .....	48
<b>Tableau (III.13) :</b>	Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR2-tampon .....	48
<b>Tableau (III.14) :</b>	Calcul du bilan du tronçon SR2-tampon .....	49
<b>Tableau (III.15) :</b>	Calcul de la Hmt du tronçon SR4-R7 .....	49
<b>Tableau (III.16) :</b>	Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR4-R7 .....	49
<b>Tableau (III.17) :</b>	Calcul du bilan du tronçon SR4-R7 .....	49
<b>Tableau (III.18) :</b>	Calcul de la Hmt du tronçon SR3-R3 .....	50
<b>Tableau (III.19) :</b>	Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR3-R3 .....	50
<b>Tableau (III.20) :</b>	Calcul du bilan du tronçon SR4-R7 .....	50
<b>Tableau (III.21) :</b>	Les diamètres retrouvés .....	51
<b>Tableau (IV.1) :</b>	Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température ...	56
<b>Tableau (V.1) :</b>	Calcul de la valeur maximale du coup de bélier .....	65
<b>Tableau (V.2) :</b>	Calcul du réservoir d'air du tronçon SR4-R7 .....	69
<b>Tableau (V.3) :</b>	Calcul du réservoir d'air du tronçon SR3-R3 .....	71
<b>Tableau (V.4) :</b>	Calcul du réservoir d'air du tronçon SR2-RT .....	73
<b>Tableau (VI.1) :</b>	Détermination des débits aux nœuds cas de pointe .....	78
<b>Tableau (VI.2) :</b>	Etat des nœuds du réseau (Epanet) .....	83
<b>Tableau (VI.3) :</b>	Etat des conduites du réseau avec (Epanet) .....	84
<b>Tableau (VI.4) :</b>	Etat des nœuds du réseau avec Watercad .....	86
<b>Tableau (VI.5) :</b>	Etat des conduites du réseau (Watercad) .....	87
<b>Tableau (VI.6) :</b>	Etat des nœuds du réseau cas de pointe+ incendie .....	89
<b>Tableau (VI.7) :</b>	Etat des conduites du réseau (cas de pointe + incendie) .....	89

**Liste des figures**

<b>Fig (I.1) :</b>	Carte des communes de la wilaya de Bejaia .....	02
<b>Fig (I.2) :</b>	Commune de Seddouk .....	03
<b>Fig (I.3) :</b>	Délimitation de la zone d'étude .....	06
<b>Fig (I.4) :</b>	Importation de la zone d'étude .....	07
<b>Fig (I.5) :</b>	Affichage des courbes de niveau .....	07
<b>Fig (I.6) :</b>	Vue en plan de la zone d'étude .....	08
<b>Fig (I.7) :</b>	Plan de masse de la zone d'étude .....	08
<b>Fig (II.1) :</b>	Schéma général des réservoirs .....	22
<b>Fig (III.1) :</b>	Tracé du réseau.....	37
<b>Fig (III.2) :</b>	Schéma général d'adduction .....	52
<b>Fig (IV.1) :</b>	Les courbes caractéristiques de la pompe SR4 .....	57
<b>Fig (IV.2) :</b>	Les courbes caractéristiques de la pompe SR1 .....	58
<b>Fig (IV.3) :</b>	Les courbes caractéristiques de la pompe SR2 .....	59
<b>Fig (IV.4) :</b>	Les courbes caractéristiques de la pompe SR3 .....	60
<b>Fig (IV.5) :</b>	La recherche graphique du point homologue du point désiré de la pompe SR3 .....	61
<b>Fig (V.1) :</b>	Epure de BERGERON pour le tronçon SR4-R7 .....	69
<b>Fig (V.2) :</b>	Variation de la pression absolue pour le tronçon SR4-R7 ...	70
<b>Fig (V.3) :</b>	Epure de BERGERON pour le tronçon SR3- R3 .....	71
<b>Fig (V.4) :</b>	Variation de la pression absolue pour le tronçon SR3-R3 ...	72
<b>Fig (V.5) :</b>	Epure de BERGERON pour le tronçon SR2- RT .....	74
<b>Fig (V.6) :</b>	Variation de la pression absolue pour le tronçon SR2-RT ...	74
<b>Fig (VI.1) :</b>	Réseau ramifié de Sidi Mouffok.....	76
<b>Fig (VI.2) :</b>	L'interface Epanet .....	79
<b>Fig (VI.3) :</b>	L'interface Watercad.....	81
<b>Fig (VI.4) :</b>	Etat du réseau après simulation (Epanet) .....	82
<b>Fig (VI.5) :</b>	Tracé du réseau sur Autocad-Civil 3D- Watercad.....	85
<b>Fig (VI.6) :</b>	Etat du réseau après simulation (Watercad) .....	85
<b>Fig (VI.7) :</b>	Les bâtis associés à chaque nœud.....	86
<b>Fig (VI.8) :</b>	Etat du réseau après simulation cas de pointe + incendie ...	88

### Liste des symboles et abréviations

- A** : l'amortissement annuel (Annuité)  
**a** : La célérité de l'onde (m/s)  
**B** : Valeur du coup de bélier (m)  
**B<sub>L</sub>** : Le bilan (DA)  
**C** : Coefficient de perte de charge (cas de montée de l'eau) dans la tuyère  
**C'** : Coefficient de perte de charge (cas de descente de l'eau) dans la tuyère  
**D** : Diamètre de la conduite (m)  
**D<sub>ext</sub>** : Diamètre extérieur (m)  
**D<sub>int</sub>** : Diamètre intérieur (m)  
**D<sub>min</sub>** : Diamètre minimal de la conduite (m)  
**D<sub>n</sub>** : Le diamètre du tuyau (m)  
**D<sub>max</sub>** : Diamètre maximale de la conduite (m)  
**D<sub>1</sub>** : Diamètre donné par BONNIN (m)  
**D<sub>2</sub>** : Diamètre donné par BRESS (m)  
**d** : Le diamètre de la tuyère (m)  
**d'** : Diamètre de la veine contracté (m)  
**E** : l'énergie consommée par la pompe (KWh)  
**e** : Epaisseur de la conduit (m)  
**e<sub>u</sub>** : Prix unitaire du KWh fixé a (4,67 DA)  
**F<sub>am</sub>** : Les Frais d'amortissement (DA)  
**F<sub>exp</sub>** : Les Frais d'exploitation (DA)  
**g** : l'accélération de la pesanteur ( $g=9,81$ )  
**H** : La hauteur du réservoir on prend 4 m (m)  
**H<sub>a</sub>** : La hauteur d'aspiration en (m)  
**H<sub>d</sub>** : La hauteur de dépression (m)  
**H<sub>g</sub>** : La hauteur géométrique (m)  
**H<sub>inc</sub>** : La hauteur d'incendié (m)  
**H<sub>L</sub>** : Perte de charge linéaires (m)  
**H<sub>mt</sub>** : La hauteur manométrique totale (m)  
**H<sub>s</sub>** : Perte de charge singulière (m)  
**H<sub>t</sub>** : Perte de charge totale (m)  
**H<sub>sr</sub>** : La hauteur de surpression (m)  
**H'** : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m)  
**H<sub>0</sub>** : La pression absolue a point le plus haut de la conduite (m)  
**H<sub>1</sub>** : La hauteur au point de fonctionnement désiré (m)  
**H<sub>2</sub>** : La hauteur au point homologue du point désiré (m)  
**h** : Perte de charge engendré par vannage (m)  
**i** : Le taux d'intérêt ( $i=8\%$ )  
**j** : Perte de charge linéaire (m/ml)  
**j<sub>asp</sub>** : Perte de charge à l'aspiration (m)  
**j<sub>ref</sub>** : Perte de charge au refoulement (m)

**$J_v$**  : Perte de charge dans la vanne (m)  
 **$K$**  : La rugosité absolue de la conduite  
 **$K'$**  : coefficient de rapport de vitesse  
 **$K_c$**  : Coefficient dépendant de la nature de la conduite  
 **$K_{max,j}$**  : Coefficient d'irrégularité qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3  
 **$K_{max,h}$**  : Coefficient de variation horaire maximale  
 **$L$**  : Longueur de la conduite (m)  
 **$L_{ij}$**  : Longueur du tronçon (i-j) en (m)  
 **$m$**  : Coefficient de rognage  
 **$m'$**  : Le rapport du diamètre de la section de la veine contracté et du diamètre de la tubulure  
 **$m''$**  : Le rapport du diamètre de la tuyère et du diamètre de la tubulure  
 **$N$**  : La vitesse de rotation (tr/min)  
 **$N'$**  : La nouvelle vitesse de rotation (tr/min)  
 **$N_i$**  : Nombre d'habitants  
 **$NPSH_d$**  : La charge minimale disponible à l'aspiration  
 **$NPSH_r$**  : La charge nette minimale à l'aspiration  
 **$n$**  : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul  
 **$n_i$**  : Nombre d'année d'amortissement ( $n=25$ ans)  
 **$P$**  : La puissance utile (KW)  
 **$P_a$**  : La puissance absorbée par la pompe (KW)  
 **$P_j$**  : La pression au sol du point considéré (m)  
 **$P_{max}$**  : Le résidu maximale dans le réservoir (%)  
 **$P_n$**  : La population à l' horizon d'étude  
 **$P_u$**  : Le prix de mètre linéaire de la conduite (DA/ml)  
 **$P_0$**  : La population de l'année référence (2008)  
**PEHD** : Polyéthylène haute densité  
**PK** : Point de piquage  
**PN** : La pression nominal  
**PNS** : Presssion nominal de service  
 **$Q$**  : Le débit qui doit transiter dans la conduite ( $m^3/s$ )  
 **$Q'$**  : Le débit qui doit transiter dans la conduite ( $m^3/s$ )  
 **$Q_{equi}$**  : Besoins d'équipement ( $m^3/j$ )  
 **$Q_{dome}$**  : Besoins domestiques ( $m^3/j$ )  
 **$Q_c$**  : Somme des débits localisé en nœud considéré (l/s)  
 **$Q_p$**  : Débit de pointe en ( $m^3/j$ )  
 **$Q_{p1}$**  : Débit de point de la village (l/s)  
 **$Q_n$**  : Débit du nœud (l/s)  
 **$Q_r$**  : Débit de route (l/s)  
 **$Q_s$**  : Débit spécifique (l/s)  
 **$Q_{maj,j}$**  : Débit majoré journalier en ( $m^3/j$ )  
 **$Q_{max,j}$**  : Débit maximum journalier en ( $m^3/j$ )  
 **$Q_{maj,h}$**  : Débit moyen majoré horaire ( $m^3/h$ )  
 **$Q_{max,h}$**  : Débit maximum horaire ( $m^3/h$ )

**Q** : Le débit au point de fonctionnement désiré ( $m^3/s$ )  
**Q<sub>1</sub>** : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage ( $m^3/s$ )  
**Q<sub>2</sub>** : Le débit au point homologue du point désiré ( $m^3/s$ )  
**Q<sub>3</sub>** : Le débit au point homologue de P1 ( $m^3/s$ )  
**q** : Dotation moyenne journalière (l/j. cons)  
**R** : Coefficient qui caractérise  
**Re** : Le nombre de REYNOLDS  
**R<sup>+</sup><sub>max</sub>** : Excédent en eau à différentes heures de la journée  
**R<sup>-</sup><sub>max</sub>** : Insuffisantes en eau à différentes heures de la journée  
**RT** : Réservoir tampon  
**R1**: Réservoir 1  
**R2** : Réservoir 2  
**R3** : Réservoir 3  
**R4**: Réservoir 4  
**R5** : Réservoir 5  
**R6** : Réservoir 6  
**R7** : Réservoir 7  
**r** : Le pourcentage de rognage (%)  
**S** : Section de la conduite ( $m^2$ )  
**SR1** : La première station de reprise  
**SR2** : La deuxième station de reprise  
**SR3** : La troisième station de reprise  
**T** : Le taux d'accroissement annuel de la population en %, pris égale à 2,37  
**T<sub>f</sub>**: Le temps de fermeture de la vanne (s)  
**T<sub>v</sub>**: La pression de vapeur maximale de l'air  
**T'** : Le nouveau temps de pompage (s)  
**T<sup>0</sup>** : La température de l'eau en degré,  $T=20^0 C$   
**t** : Le temps de pompage par jour ( $t=20h$ )  
**U** : Le volume de l'air dans le réservoir à l'intervalle de temps (m/s)  
**U<sub>0</sub>** : Volume d'air initial ( $m^3$ )  
**U<sub>max</sub>** : Le volume maximale d'air dans la cloche ( $m^3$ )  
**V** : La vitesse d'écoulement (m/s)  
**V<sub>f</sub>** : Vitesse finale choisie (m/s)  
**V<sub>m</sub>** : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.  
**V<sub>T</sub>** : Le volume totale du réservoir ( $m^3$ )  
**V<sub>u</sub>** : Le volume utile de stockage du réservoir ( $m^3$ )  
**V<sub>min</sub>** : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s  
**V<sub>max</sub>** : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s  
**V<sub>inc</sub>**: Le volume d'incendie ( $120m^3$ )  
**V<sub>0</sub>** : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s)  
**V<sub>1</sub>** : Vitesse dans la tuyère (cas de la montée d'eau) (m/s)  
**V<sub>2</sub>** : Vitesse dans la tuyère (cas de la descente d'eau) (m/s)  
**Z** : L'altitude

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

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

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

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

**β<sub>max</sub>** : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

**η** : Le rendement de la pompe (%)

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

**λ** : Coefficient de frottement de Darcy

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

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

**δ<sub>0</sub>** : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal

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

**π** : 3,14

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

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

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

## **Liste des annexes**

- Annexe (1) :** Régime de consommation des agglomérations
- Annexe (2) :** Dimensionnement de la SR1, SR3 et SR4
- Annexe (3) :** Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture
- Annexe (4) :** Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile
- Annexe (5) :** Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 10
- Annexe (6) :** Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 20
- Annexe (7) :** Courbe caractéristique de la pompe SR4
- Annexe (8) :** Courbe caractéristique de la pompe SR1
- Annexe (9) :** Courbe caractéristique de la pompe SR2
- Annexe (10) :** Courbe caractéristique de la pompe SR3
- Annexe (11) :** Coefficient de perte de charge  $c$  dans une tuyère
- Annexe (12) :** Valeur des pressions aux nœuds (cas de pointe)
- Annexe (13) :** Valeur des vitesses et des pertes de charge (cas de pointe)



## Introduction générale

L'expansion démographique, élévation du niveau de vie et développement des activités économiques ont engendré une demande en eau potable sans cesse dans la commune de Seddouk (Wilaya de Béjaia). Devant une telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes d'AEP judicieux. Ils constitueront toujours un grand défi d'ingénierie afin de satisfaire la demande. C'est dans ce cadre, que s'inscrit notre projet de fin de cycle, qui vise à étudier l'alimentation en eau potable du centre de Seddouk et périphérie, Tibouamouchine, Ighil N'Djiber , Sidi Mouffok et Seddouk Ouadda à partir d'un piquage au niveau de la conduite de transfert du barrage Tichy-Haf-Béjaia.

Pour mener à bien cette étude, on doit rassembler toutes les données nécessaires à savoir : les plans de masse et topographiques, nombre d'habitant, équipements ....etc.

La réalisation des plans de masse et topographiques vont être réaliser en exploitant les logiciels suivant :

- Google Earth,
- Global Mapper,
- Civil 3D.

Ain de réaliser ce travail, notre plan de travail est structuré comme suit :

- ⌚ Le premier chapitre sera consacré à la présentation globale de la zone d'étude. Une collecte de données auprès des services concernés est nécessaires pour l'estimation des besoins en eau potable actuelle et à l'horizon de 2042 ;
- ⌚ Dans le deuxième chapitre, nous allons concevoir et dimensionner les différents ouvrages de stockage à savoir : les réservoirs et les stations de reprises qui servent à la distribution pour les différents villages ;
- ⌚ Pour ce qui est du troisième chapitre, nous allons présenter le système d'adduction projeté. Le transport de l'eau depuis le point de piquage de la conduite de transfert du barrage de Tichy-Haf jusqu'aux différents points de stockage. Par la suite, l'étude technico-économique nous permettra de choisir les diamètres optimaux des conduites d'adduction ;
- ⌚ Le choix des pompes à utiliser pour les stations de pompages, en tenant compte de celle qui donne le meilleur rendement, fera l'objet du quatrième chapitre. Ce choix se fera à l'aide du catalogue Caprari ;
- ⌚ En ce qui concerne le cinquième chapitre, nous allons étudier le phénomène du coup de bélier et mettre en œuvre les moyens de protection qui s'imposent si c'est nécessaire ;
- ⌚ Quant au dernier chapitre, nous allons dimensionner le réseau de distribution du village Sidi Mouffok ceci en exploitant les deux logiciels Epanet et Watercad.

## I.1. Introduction

Afin de satisfaire les besoins en eau des agglomérations, il faut tout d'abord récolter certaines informations. Ces dernières sont nécessaires à une bonne adduction et distribution d'eau. Exemples : plan de masse, plan topographique de la zone d'étude, le nombre d'habitants ainsi que toutes les catégories de consommateurs.

## I.2. Présentation de la commune

La commune de Seddouk, en kabyle Sedduq, est une commune de la wilaya de Bejaia, en Kabylie. Situé à 65 Km de chef-lieu de la wilaya et sur la rive droite de la vallée de la Soummam, elle s'étend sur une superficie globale de 5442 ha. Seddouk est une commune à vocation agricole, ses principales ressources sont l'olive et la figue.

## I.3. Situation géographique

### I.3.1. La commune

La commune de Seddouk est située au Sud-Ouest de la wilaya de Bejaia, elle est limitée par :

- La commune de M'cisna à l'Est ;
- La commune d'Ouzelaguen à l'Ouest ;
- La commune de Souk Oufella au Nord ;
- La commune d'Amalou au Sud.

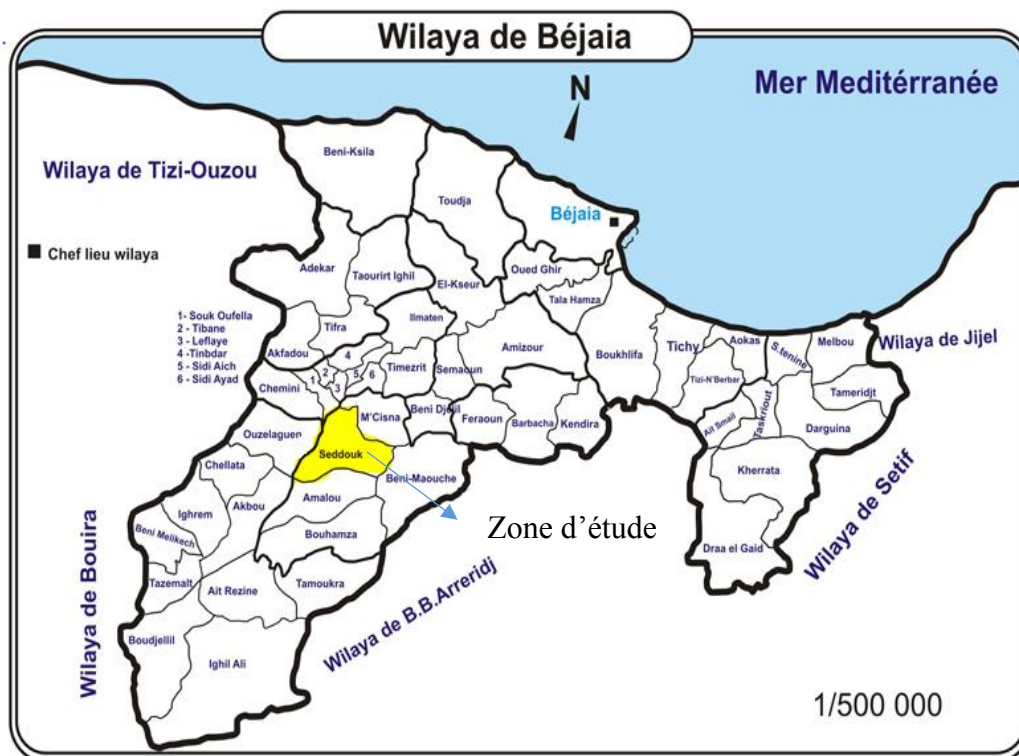


Fig (I.1) : Carte des communes de la wilaya de Bejaia

I.3.2. Les villages

Le kilométrage entre les villages de la zone d'étude et le chef-lieu de la commune de Seddouk est présenté dans le tableau ci-dessous [1] :

Tableau (I.1) : Kilométrage des villages

N°	Villages	Distance du chef-lieu de la commune
01	SEDDOUK CENTRE	Chef-lieu
02	IGHIL N'DJIBER	5 Km
03	SEDDOUK OUADDA	6 Km
04	TIBOUAMOUCHE	5,5 Km
05	TAKAATZ	2 Km
06	SIDI MOUFFOK	2,3 Km
07	MEZAB	1 Km

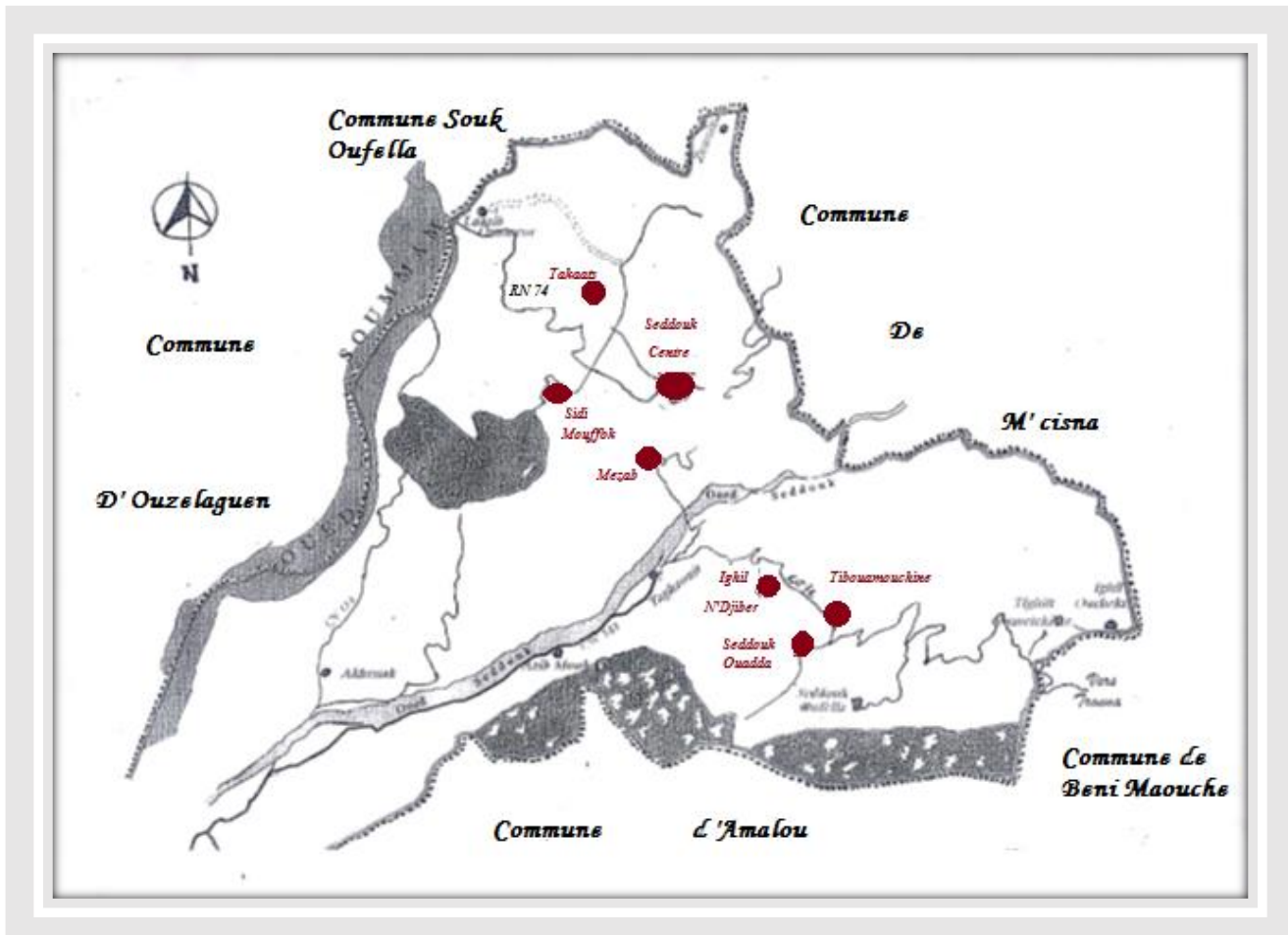


Fig (I.2) : Commune de Seddouk

## **I.4. Situation topographique**

Le territoire communal comprend :

- À l'Ouest, une plaine alluviale, la vallée de la Soummam et la vallée de l'Oued Seddouk inondable en période de crue.
- À l'Est, une zone de montagne au voisinage du chef-lieu, elle présente un relief moins accidenté, l'altitude varie de 300 m à 500 m à l'Ouest et allant jusqu'à 1320 m à l'Est (Djebel Achtoug).

## **I.5. Situation géologique**

La description de la texture des sols et leurs particularités pour la commune de Seddouk et ses villages est [1] :

Argileux et sableux (alluviaux brins, calcaire peu évolué et argile)

## **I.6. Situation climatique**

La commune de Seddouk présente un climat tempéré chaud. En été, les pluies sont moins importantes. La température moyenne annuelle est de 16.8 °C et la pluie moyenne interannuelle est de 733 mm [2].

## **I.7. Situation hydrographique**

La commune de Seddouk est située dans le bassin versant de l'Oued Soummam qui passe à sa limite Nord-Ouest.

Le territoire de la commune est aussi traversé par plusieurs cours d'eau et ravins, qui constituent les affluents de l'Oued Soummam, dont le plus important est celui de l'Oued Seddouk, qui passe au centre de la commune dans le sens Est-Sud/Ouest pour se déverser dans l'Oued Soummam.

## **I.8. Ressources en eau**

Les ressources en eau de la commune de Seddouk sont présentées dans le tableau qui suit [1] :

**Tableau (I.2) : Ressources en eau de la commune**

Nombre de retenues collinaires	02
Capacité des retenues collinaires m <sup>3</sup>	80000
Nombre de forage global (AEP, industrie, agriculture)	5
Nombre de forage en exploitation (AEP)	0
Réservoirs et châteaux d'eau existants	21
Capacité des réservoirs et de châteaux d'eau existant m <sup>3</sup>	5395
Nombre de logement disposant d'AEP	3800
Dotation journalière par habitant (litres/jour/habitant)	100
Longueur du réseau d'AEP (Km)	111,466

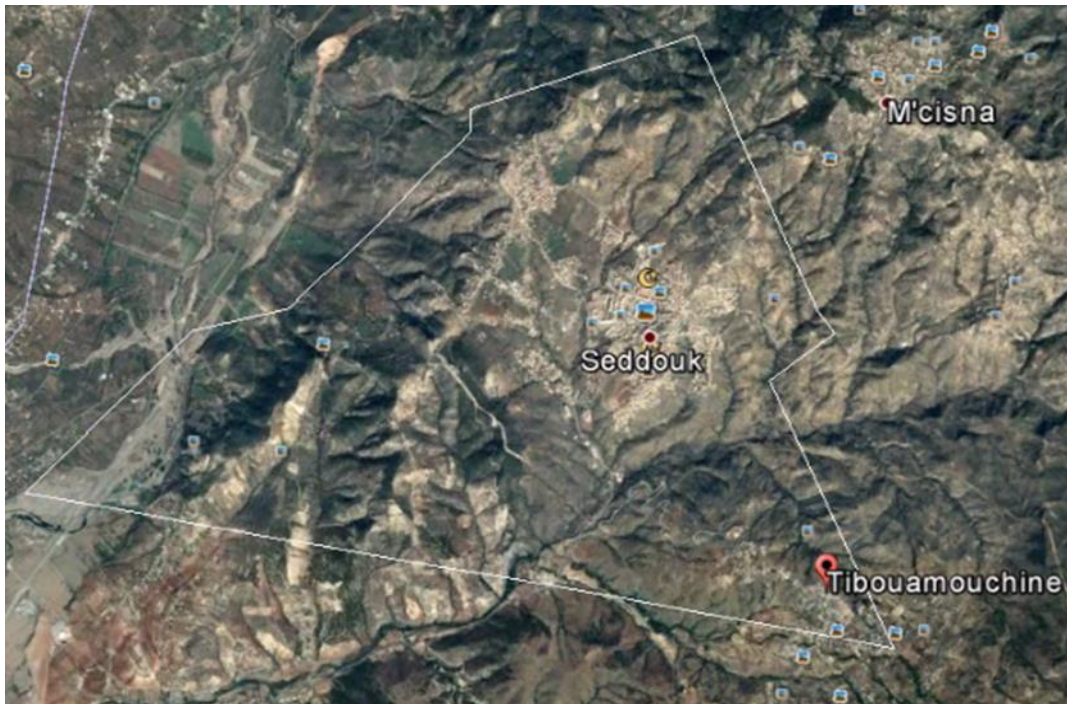
Actuellement, le centre de Seddouk et les villages concernés par la zone d'étude sont alimentés par les eaux du barrage de Tichy Haf, et ce, par le biais d'un piquage à partir de la conduite principale du transfert vers Bejaia.

Ces localités ont été alimentées par des forages qui sont à l'arrêt à cause de la mauvaise qualité des eaux qui sont devenues saumâtres (la remontée du sel).

## I.9. Exploitation des logiciels

### I.9.1. Google earth

Google earth est un logiciel qui permet à tout utilisateur de survoler la terre et de zoomer sur un lieu de son choix. Dans notre cas, nous l'avons utilisé pour délimiter la zone d'étude.



*Fig (I.3) : Délimitation de la zone d'étude*

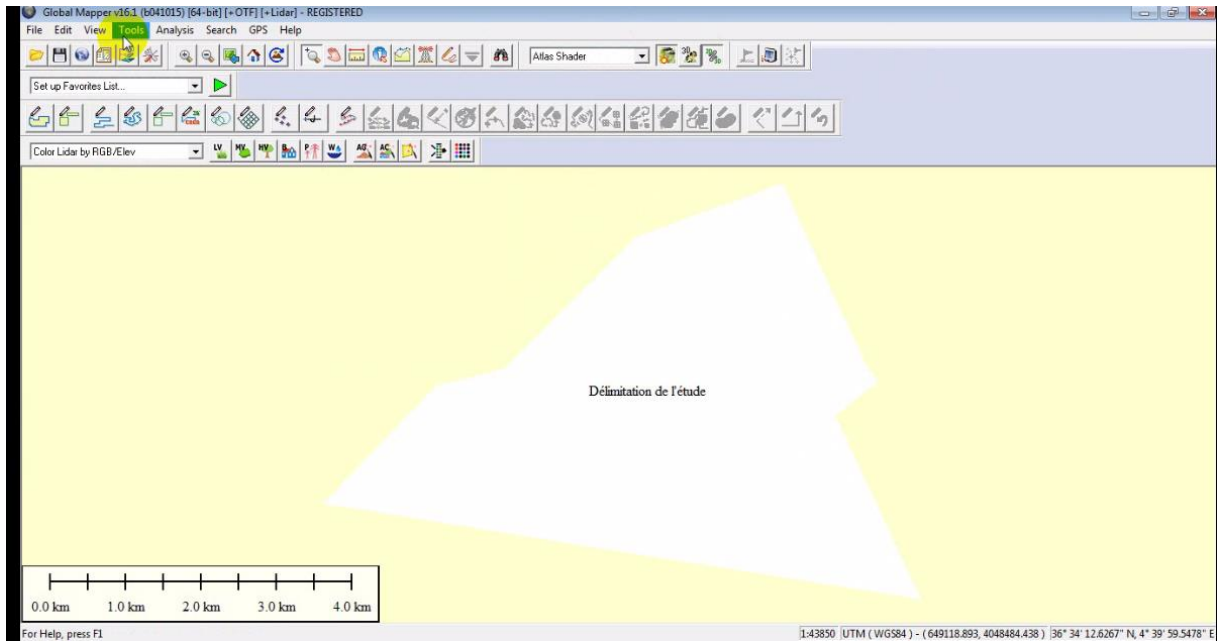
### I.9.2. Global mapper

Global mapper est un logiciel qui permet de visualiser, d'afficher les images raster, les données d'altitude. Il peut créer une carte riche en information.

Dans notre cas, ce logiciel sert de passerelle entre google earth et Autocad-Civil 3D et dans le but d'obtenir un levé topographique à faible résolution.

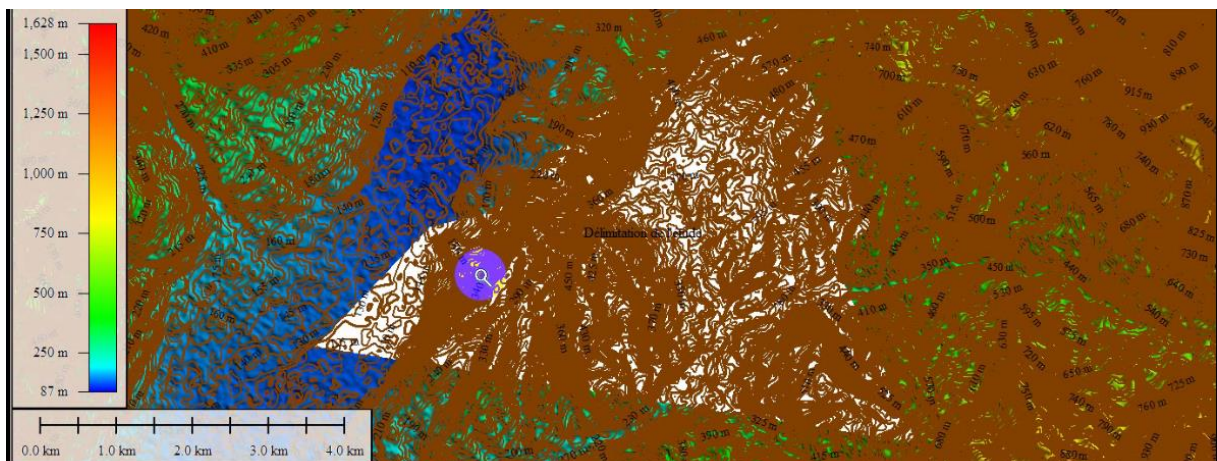
Les étapes d'utilisation de ce logiciel est comme suit :

- 1) Importer la délimitation de la zone faite sur google earth ;
- 2) Régler la projection (UTM-WGS 1984 datum, Zone 31 North) ;



*Fig (I.4) : Importation de la zone d'étude*

- 3) Faire apparaître les courbes de niveau pour avoir les altitudes

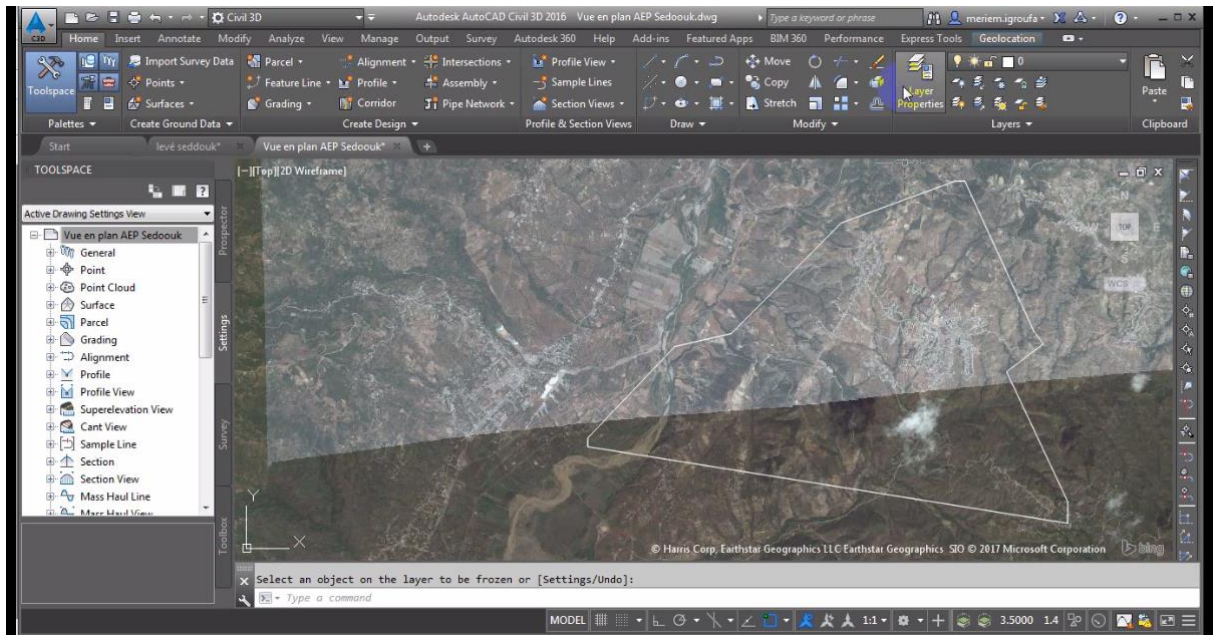


*Fig (I.5) : Affichage des courbes de niveau*

- 4) Enregistrer sous l'extension DWG, Puis l'exporter vers Autocad-Civil 3D.

### I.9.3. Autocad- Civil 3D

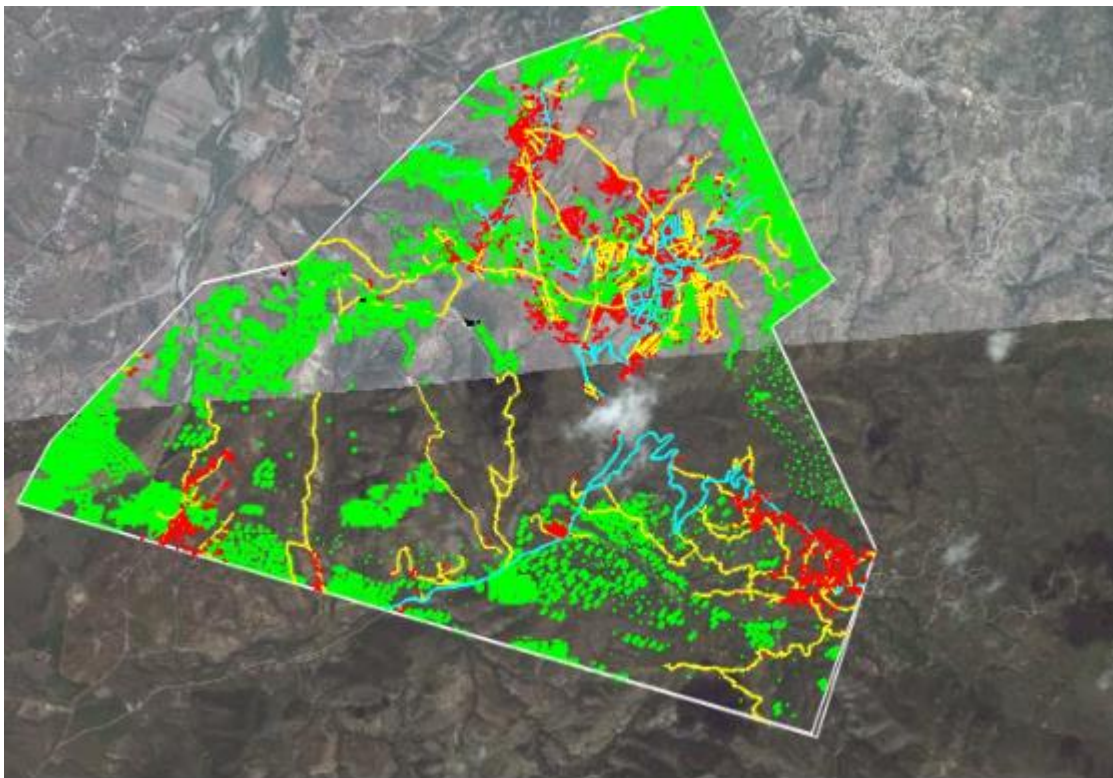
Ce logiciel nous permet de combiner les procédures précédentes.



*Fig(I.6) : Vue en plan de la zone d'étude*

### ***1.9.3.1. La vectorisation***

Dans le but d'obtenir le plan de masse, une connexion internet et un compte sur Autodesk sont indispensables pour pouvoir dessiner les bâtis, les arbres ainsi que les routes et les pistes.



*Fig (I.7) : Plan de masse de la zone d'étude*



## I.10. Evaluation de la population

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

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

Avec :

- P<sub>n</sub> : La population à l'horizon d'étude ;
- P<sub>0</sub> : La population de l'année de référence (2008) ;
- T : Taux d'accroissement annuel de la population en %, pris égale à 2,37 % ;
- n : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Les horizons de calcul considérés sont :

- long terme : 2042 (une durée de 25 ans)

La répartition et l'évolution démographique sur l'horizon de 2042 sont représentées dans le tableau ci-dessous :

*Tableau (I.3) : Estimation de la population à l'horizon de 2042*

Villages	2008	2017	2042
<b>SEDDOUK CENTRE</b>	10350	12779	22952
<b>TAKAATZ</b>	2683	3313	5950
<b>TIBOUAMOUCHE</b>	1601	1977	3550
<b>SEDDOUK OUADDA</b>	768	948	1703
<b>IGHIL N'DJIBER</b>	390	482	865
<b>SIDI MOUFFOK</b>	751	927	1665
<b>MEZAB</b>	223	275	495
<b>TOTAL</b>	<b>16766</b>	<b>20701</b>	<b>37180</b>

## I.11. Estimation des besoins en eau de la population

### I.11.1. Dotation

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité d'eau que doit utiliser l'être humain pour satisfaire ses différents besoins à savoir la boisson, la douche, ménage...Etc.

Les données de base pour l'estimation de ces besoins consistent en [3] :

Dotation domestique :

Situation actuelle : 150 l/j/hab.

Situation future : 200 l/j/hab.

### I.11.2. Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière, se détermine en tenant compte des différents types de consommation :

- domestique ;
- socioculturels ;
- scolaires ;
- sanitaire ;
- administratifs ;
- etc.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \Sigma (q * Ni/1000) \quad (\text{I.2})$$

Avec :

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

### I.12. Différents types de besoins

Les différents types de besoins sont présentés dans les tableaux suivants :

#### I.12.1. Besoins domestiques

Les besoins en eau de la population sont obtenus en multipliant le nombre d'habitants par la norme de consommation de chaque village

*Tableau (I.4) : Besoins domestiques*

Villages	Nombre d'habitants		Besoins ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	
	2017	2042	2017	2042
<b>SEDDOUK CENTRE</b>	12779	22952	1916,840	4590,313
<b>TAKAATZ</b>	3313	5950	496,897	1189,933
<b>TIBOUAMOUCHE</b>	1977	3550	296,508	710,057
<b>SEDDOUKE OUADDA</b>	948	1703	142,235	340,614
<b>IGHIL N'DJIBER</b>	482	865	72,229	
<b>SIDI MOUFFOK</b>	927	1665	139,087	333,075
<b>MEZAB</b>	275	495	41,250	99,000
<b>TOTAL</b>	<b>20701</b>	<b>37180</b>	<b>3105,046</b>	<b>7436,000</b>

**I.12.2. Besoins sanitaires**

Le tableau (I.5) regroupe les équipements sanitaires existants dans Seddouk centre, Tibouamouchine et Takaatz [1]

*Tableau (I.5) : Besoins sanitaire*

Villages	Équipements existants	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (l/s)
<b>SEDDOUK CENTRE</b>	1 polyclinique	33	15	0,495	0,006
	1 Maternité	6	15	0,090	0,001
	4 dentistes	12	15	0,180	0,002
	10 généralistes	18	15	0,270	0,003
	4 pharmacies	12	15	0,180	0,002
<b>TIBOUAMO UCHINE</b>	1 salle de soin	5	15	0,075	0,001
<b>TAKAATZ</b>	1 salle de soin	5	15	0,075	0,001
<b>TOTAL</b>				<b>1,365</b>	<b>0,016</b>

**I.12.3. Besoins scolaires**

Les équipements scolaires sont nombreux : les primaires, les CEM, les lycées ainsi que les CFPA. Ils sont répartis comme suit [1] :

*Tableau (I.6) : Besoins scolaires*

Villages	Équipements existants	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (l/s)
<b>SEDDOUK CENTRE</b>	primaire 1	366	15	5,490	0,064
	primaire 2	229	15	3,435	0,040
	primaire 3	295	15	4,425	0,051
	primaire 4	358	15	5,370	0,062
	primaire 5	242	15	3,630	0,042
	CEM 1	592	15	8,880	0,103
	CEM 2	575	15	8,625	0,100
	lycée	550	15	8,250	0,095
	Technicum	698	15	10,470	0,121
	CFPA	250	15	3,750	0,043
<b>TIBOUAMO UCHINE</b>	1 école primaire	419	15	6,285	0,073
	CEM	182	15	2,730	0,032
<b>TAKAATZ</b>	1 école primaire	217	15	3,255	0,038
<b>SEDDOUK OUADDA</b>	1 école primaire	219	15	3,285	0,038
<b>IGHIL N'Djiber</b>	1 école primaire	54	15	0,810	0,009
<b>TOTAL</b>				<b>78,69</b>	<b>0,911</b>

#### I.12.4. Besoins sportifs

Les équipements sportifs se situent uniquement au niveau de Seddouk centre et Takkatz [3]. Ces équipements sont aussi utilisés par les habitants des autres villages de la commune. Les résultats sont donnés dans le tableau (I.7)

*Tableau (I.7) : Besoins sportifs*

Villages	Équipement	Surface (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (l/s)
<b>SEDDOUK CENTRE</b>	Salle de sport	600	6	3,6	0,042
	Voûte	818	6	4,908	0,057
<b>TAKKATZ</b>	Stade communal	5840	10	58,4	0,676
<b>TOTAL</b>				<b>66,908</b>	<b>0,774</b>

#### I.12.5. Besoins socio-culturels

Les équipements socio-culturels existants dans chaque village sont représentés dans le tableau suivant [1]:

*Tableau (I.8) : Besoins socio-culturels*

Villages	Équipements existants	Nombre d'utilisateur	Dotation (l/j/usa)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (l/s)
<b>SEDDOUK CENTRE</b>	mosquée 1	500	20	10	0,116
	mosquée 2	100	20	2	0,023
	maison de jeune	9	20	0,180	0,002
<b>TAKAATZ</b>	1 mosquée	100	20	2	0,023
<b>TIBOUAMOUCHE</b>	1 mosquée	50	20	1	0,012
<b>SEDDOUK OUADDA</b>	1 mosquée	50	20	1	0,012
<b>IGHIL N'DJIBER</b>	1 mosquée	50	20	1	0,012
<b>SIDI MOUFFOK</b>	1 mosquée	50	20	1	0,012
<b>TOTAL</b>				<b>18,18</b>	<b>0,212</b>

**I.12.6. Besoins commerciaux**

Les besoins commerciaux consistent en tout type de commerce [1]

*Tableau (I.9) : Besoins commerciaux*

VILLAGES	Équipements existants	Nombre d'employer	Dotation (l/j/équip)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (l/s)
<b>SEDDOUK CENTRE</b>	14 Cafériat	42	500	7,000	0,081
	4 fast-foods	16	500	2,000	0,023
	2 Restaurant	10	500	1,000	0,012
	4 pizzerias	16	500	2,000	0,023
	1 pâtisserie	6	500	0,5	0,006
<b>TIBOUAMOUCINE</b>	2 cafétérias	6	500	1,0	0,012
<b>IGHIL N'DJIBER</b>	1 cafétéria	3	500	0,5	0,006
<b>SIDI MOUFFOK</b>	1 cafétéria	3	500	0,5	0,006
<b>TOTAL</b>				<b>14,5</b>	<b>0,169</b>

**I.12.7. Projets prévus**

Les projets prévus comportent des tribunaux, des hôpitaux, des groupes scolaires et des gendarmeries localisés dans le centre de Seddouk ainsi que la nouvelle cité Mezab [3].

*Tableau (I.10) : Projets prévus*

VILLAGES	Projet en cours	nombre d'effectif	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (l/s)
<b>SEDDOUK CENTRE</b>	Tribunal 13 logts	107	200	21,4	0,248
	Groupe scolaire	209	200	41,8	0,484
	Gendarmerie 29 logts	510	200	102	1,181
	Hôpital	1125	200	225	2,604
<b>MEZAB</b>	Groupe scolaire	209	200	41,8	0,484
	Tribunal 10 logts	3569	200	713,8	8,262
	Hôpital	1125	200	225	2,604
	Gendarmerie 25 logts	311	200	62,2	0,719
<b>TOTAL</b>				<b>1433</b>	<b>16,586</b>

**I.12.8. Besoins administratifs**

Le tableau (I.11) regroupe les équipements administratifs existants dans Seddouk centre, Tibouamouchine et Takaatz [3].

Tableau (I.11) : Besoins administratifs

Villages	Équipements existants	Nombre d'employer	Dotation (l/j/emp)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (l/s)
<b>SEDDOUK CENTRE</b>	Croissant rouge algérien	5	10	0,05	0,001
	Inspection fiscale	8	10	0,08	0,001
	Trésor municipale	10	10	0,1	0,001
	Agence de sécurité sociale	20	10	0,2	0,002
	Agence d'assurance	10	10	0,1	0,001
	OPGI	10	10	0,1	0,001
	Centre de police	30	10	0,3	0,003
	Subdivision agricole	7	10	0,07	0,001
	APC	302	10	3,02	0,035
	DAIRA	25	10	0,25	0,003
	Siège DUC	25	10	0,25	0,003
	Protection civil	10	10	0,1	0,001
	Établissement de santé publique	12	10	0,12	0,001
	Siège de service	15	10	0,15	0,002
	Subdivision hydraulique	8	10	0,08	0,001
	Banque	10	10	0,1	0,001
Algérie Poste	1	10	0,01	0,0001	
<b>TIBOUAOUCHINE</b>	Antenne postal	5	10	0,05	0,001
<b>TAKAATZ</b>	Antenne postal	6	10	0,06	0,001
<b>TOTAL</b>				<b>5,19</b>	<b>0,060</b>

### I.12.9. Besoins des cheptels

Le nombre de ruches [4], le nombre de têtes des autres cheptels [5] et les résultats sont résumés comme suit :

Tableau (I.12) : Besoins des cheptels

VILLAGES	Cheptels	Nombre de têtes	Dotation (l/j/tête)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Besoins (l/s)
<b>SEDDOUK CENTRE</b>	Bovins	40	80	3,2	0,037
	Ovins	250	10	2,5	0,029
	Caprins	40	10	0,4	0,005
	Poulets de chairs	14620	0,5	7,31	0,085
	Ruches	261	5	1,305	0,015
	Poules pondeuses	12200	0,5	6,1	0,071
<b>IGHIL N'DJIBER</b>	Bovins	6	80	0,48	0,006
	Ovins	40	10	0,4	0,005
	Caprins	20	10	0,2	0,002
	Ruches	16	5	0,08	0,001
<b>TIBOUAMOUCHE</b>	Bovins	20	80	1,6	0,019
	Ovins	70	10	0,7	0,008
	Caprins	20	10	0,2	0,002
	Poulets de chairs	3600	0,5	1,8	0,021
	Ruches	46	5	0,23	0,003
	Poules pondeuses	5760	0,5	2,88	0,033
<b>SEDDOUK OUADDA</b>	Bovins	10	80	0,8	0,009
	Ovins	130	10	1,3	0,015
	Caprins	30	10	0,3	0,003
	Ruches	100	5	0,5	0,006
<b>SIDI MOUFFOK</b>	Ovins	80	80	6,4	0,074
	Caprins	15	10	0,15	0,002
	Poulets de chairs	2000	0,5	1	0,012
	Ruches	16	5	0,08	0,001
	Poules pondeuses	4800	0,5	2,4	0,028
<b>TAKAATZ</b>	Bovins	56	80	4,48	0,052
	Ovins	240	10	2,4	0,028
	Caprins	20	10	0,2	0,002
	Poulets de chairs	9020	0,5	4,51	0,052
	Ruches	30	5	0,15	0,002
	Poules pondeuses	7200	0,5	3,6	0,042
<b>MEZAB</b>	Ruches	25	5	0,125	0,001
<b>TOTAL</b>				<b>57,78</b>	<b>0,669</b>

### I.13. Estimation des débits des équipements pour l'horizon 2042

Après l'estimation détaillée des équipements et de leurs besoins, on obtient une demande en eau d'équipements publics pour chaque village pour l'horizon 2017. Et pour estimer les besoins d'équipements en 2042, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques de chaque village, et à la base de ce rapport, on estime les besoins projetés d'équipement pour l'horizon voulu, en appliquant la formule suivante :

$$\frac{Q_{\text{équi 2017}}}{Q_{\text{dome 2017}}} = \frac{Q_{\text{équi 2042}}}{Q_{\text{dome 2042}}} \quad (\text{I.3})$$

Avec :

- $Q_{\text{équi 2017}}$  : Besoins d'équipement en 2017 ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $Q_{\text{équi 2042}}$  : Besoins d'équipement en 2042 ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $Q_{\text{dome 2017}}$  : Besoins domestiques en 2017 ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $Q_{\text{dome 2042}}$  : Besoins domestiques en 2042 ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

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

**Tableau (I.13) : Estimation du débit d'équipement pour l'horizon 2042**

Villages	Besoin domestique $Q_{\text{dome}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )		Besoin d'équipement $Q_{\text{équi}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )		$Q_{\text{dome}} + Q_{\text{équi}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	
	2017	2042	2017	2042	2017	2042
<b>SEDDOUK CENTRE</b>	1916,840	4590,313	513,123	1228,791	2429,963	5819,104
<b>TAKAATZ</b>	496,950	1189,933	79,120	189,451	576,070	1379,384
<b>TIBOUAMOUCHE</b>	296,508	710,057	18,56	44,446	315,068	754,503
<b>SEDDOUK OUADDA</b>	142,235	340,614	7,185	17,206	149,420	357,821
<b>IGHIL N'DJIBER</b>	72,229	172,968	3,47	8,309	75,699	181,277
<b>SIDI MOUFFOK</b>	139,087	333,075	11,53	27,611	150,617	360,686
<b>MEZAB</b>	41,25	99,000	1042,925	2503,02	1084,175	2602,020
<b>TOTAL</b>	<b>3105,099</b>	<b>7435,960</b>	<b>1675,913</b>	<b>4013,496</b>	<b>4781,012</b>	<b>11449,456</b>



### I.14. Majoration de la consommation moyenne journalière totale ( $Q_{maj,j}$ )

Les fuites au niveau des conduites d'adduction et du réseau de distribution sont fonction de l'état du réseau. Dans notre cas on estimera les pertes à 20 % vu que le réseau est neuf.

$$Q_{maj,j} = 1,2 * Q_{moy,j} \quad (I.4)$$

Avec :

- $Q_{maj,j}$  : Débit majoré journalier ( $m^3/j$ ).

*Tableau (I.14) : Majoration de la consommation moyenne journalière totale*

VILLAGES	$Q_{dome} + Q_{équi}$ ( $m^3/j$ )		$Q_{maj,j}$ ( $m^3/j$ )	
	2017	2042	2017	2042
<b>SEDDOUK CENTRE</b>	2429,963	5819,104	2915,956	6982,925
<b>TAKAATZ</b>	576,070	1379,384	691,284	1655,261
<b>TIBOUAMOUCHE</b>	315,068	754,503	378,082	905,404
<b>SEDDOUK OUADDA</b>	149,420	357,821	179,304	429,385
<b>IGHIL N'DJIBER</b>	75,699	181,277	90,839	217,532
<b>SIDI MOUFFOK</b>	150,617	360,686	180,740	432,823
<b>MEZAB</b>	1084,175	2602,020	1301,010	3122,424
<b>TOTAL</b>	<b>4781,012</b>	<b>11449,456</b>	<b>5737,215</b>	<b>13745,754</b>

### I.15. Calcul du débit maximum journalier ( $Q_{max,j}$ )

Ce débit caractérise la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

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

Avec :

- $Q_{max,j}$  : Débit maximum journalier ( $m^3/j$ ) ;
- $K_{max,j}$  : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3.

On prend  $K_{max,j} = 1,2$

Tableau (I.15) : Débit maximum journalier

VILLAGES	Q <sub>maj,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)		Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	
	2017	2042	2017	2042
<b>SEDDOUK CENTRE</b>	2915,956	6982,925	3499,147	8379,51
<b>TAKAATZ</b>	691,284	1655,261	829,541	1986,313
<b>TIBOUAMOUCHE</b>	378,082	905,404	453,698	1086,485
<b>SEDDOUK OUADDA</b>	179,304	429,385	215,165	515,262
<b>IGHIL N'DJIBER</b>	90,839	217,532	109,007	261,038
<b>SIDI MOUFFOK</b>	180,740	432,823	216,888	519,388
<b>MEZAB</b>	1301,010	3122,424	1561,212	3746,909
<b>TOTAL</b>	<b>5737,215</b>	<b>13745,754</b>	<b>6884,658</b>	<b>16494,905</b>

### I.16. Calcul du Coefficient de variation maximale horaire (K<sub>max.h</sub>)

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

Avec :

- K<sub>max.h</sub> : Coefficient de variation maximale horaire ;
- $\alpha_{\max}$  : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4;
- $\beta_{\max}$  : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant et sera déterminé par interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau (I.16).

On prend  $\alpha_{\max} = 1,3$

Tableau (I.16) : Variations des valeurs de  $\beta_{\max}$ 

<b>Nombre d'habitant *10<sup>3</sup></b>	<1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>10 <sup>3</sup>
<b>Valeurs de <math>\beta_{\max}</math></b>	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

D'après ce tableau, on trouve les valeurs de  $\beta_{\max}$  et les résultats du coefficient de K<sub>max.h</sub> qui sont répartis dans le tableau (I.17) suivant :

**Tableau (I.17) : Détermination des valeurs des coefficients  $K_{maxh}$  en fonction du nombre d'habitants**

VILLAGES	Population		$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$		$K_{maxh}$	
	2017	2042		2017	2042	2017	2042
SEDDOUK CENTRE	12779	22952	1,3	1,27	1,19	1,654	1,541
TAKAATZ	3313	5950	1,3	1,55	1,40	2,010	1,823
TIBOUAMOUCHE	1977	3550	1,3	1,70	1,53	2,216	1,989
SEDDOUK OUADDA	948	1703	1,3	2,00	1,76	2,600	2,287
IGHIL N'DJIBER	482	865	1,3	2,00	2,00	2,600	2,600
SIDI MOUFFOK	927	1665	1,3	2,00	1,77	2,600	2,297
MEZAB	275	495	1,3	2,00	2,00	2,600	2,600

### I.17. Récapitulatif des résultats

Les résultats trouvés précédemment sont récapitulés dans le tableau (I.18)

Tableau (I.18) : Récapitulatif des résultats

VILLAGES	$Q_{maj,j}$ (m <sup>3</sup> /j)		$Q_{max,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	
	2017	2042	2017	2042
<b>SEDDOUK CENTRE</b>	2915,959	6982,925	3499,147	8379,509
<b>TAKAATZ</b>	691,284	1655,261	829,541	1986,313
<b>TIBOUAMOU CHINE</b>	378,082	905,404	453,698	1086,485
<b>SEDDOUK OUADDA</b>	179,304	429,385	215,165	515,262
<b>IGHIL N'DJIBER</b>	90,839	217,532	109,007	261,038
<b>SIDI MOUFFOK</b>	180,740	432,823	216,888	519,388
<b>MEZAB</b>	1301,010	3122,424	1561,212	3746,909
<b>TOTAL</b>	<b>5727,537</b>	<b>13722,57</b>	<b>6873,044</b>	<b>16494,905</b>

## I.18. Conclusion

Au titre de ce chapitre, nous avons présenté la commune de Seddouk et ses caractéristiques Naturelles.

Nous avons également estimé les différents besoins en eau potable de l'ensemble des villages De la commune en tenant compte des différentes catégories consommations. Ce qui nous permettez de dimensionner les différents ouvrages de transport et de stockage d'eau. Le débit maximum journalier est de 16494,905 m<sup>3</sup>/j.

## II.1. Introduction

Ce présent chapitre fera l'objet du dimensionnement des réservoirs. Ces derniers sont des ouvrages hydrauliques de stockage, ils assurent une interface entre la production et la distribution de l'eau potable, ils permettent ainsi d'assurer une production continue.

## II.2. Description du schéma des réservoirs

La commune de Seddouk est alimentée par les eaux du barrage de Tichy Haf par un piquage de la conduite principale du transfert vers Béjaia.

L'eau sera acheminée vers les premières et deuxièmes stations de reprise (SR1 et SR2) gravitairement et par refoulement respectivement.

Ensuite, la reprise est assurée avec un débit de 191 l/s jusqu'au réservoir tampon (RT). Ce dernier alimente gravitairement les réservoirs R1, R2 et R6 qui distribuent vers Sidi Mouffok, Mezab et Takaatz respectivement.

Le même réservoir tampon alimente gravitairement la quatrième station de reprise (SR4) qui distribue pour la partie basse du chef-lieu et refoule aussi vers le réservoir R7 qui assure la distribution vers la partie haute du chef-lieu.

Toujours à partir du réservoir tampon, l'eau s'écoulera gravitairement vers la troisième station de reprise (SR3). Cette dernière refoule l'eau vers le réservoir R3 qui assure deux rôles à savoir :

- La distribution vers le village Tibouamouchine.
- L'adduction vers les réservoirs R4 et R5 qui distribuent vers Seddouk Ouadda et Ighil N'Djiber respectivement.

Le schéma général des réservoirs est illustré sur la figure (II.1).

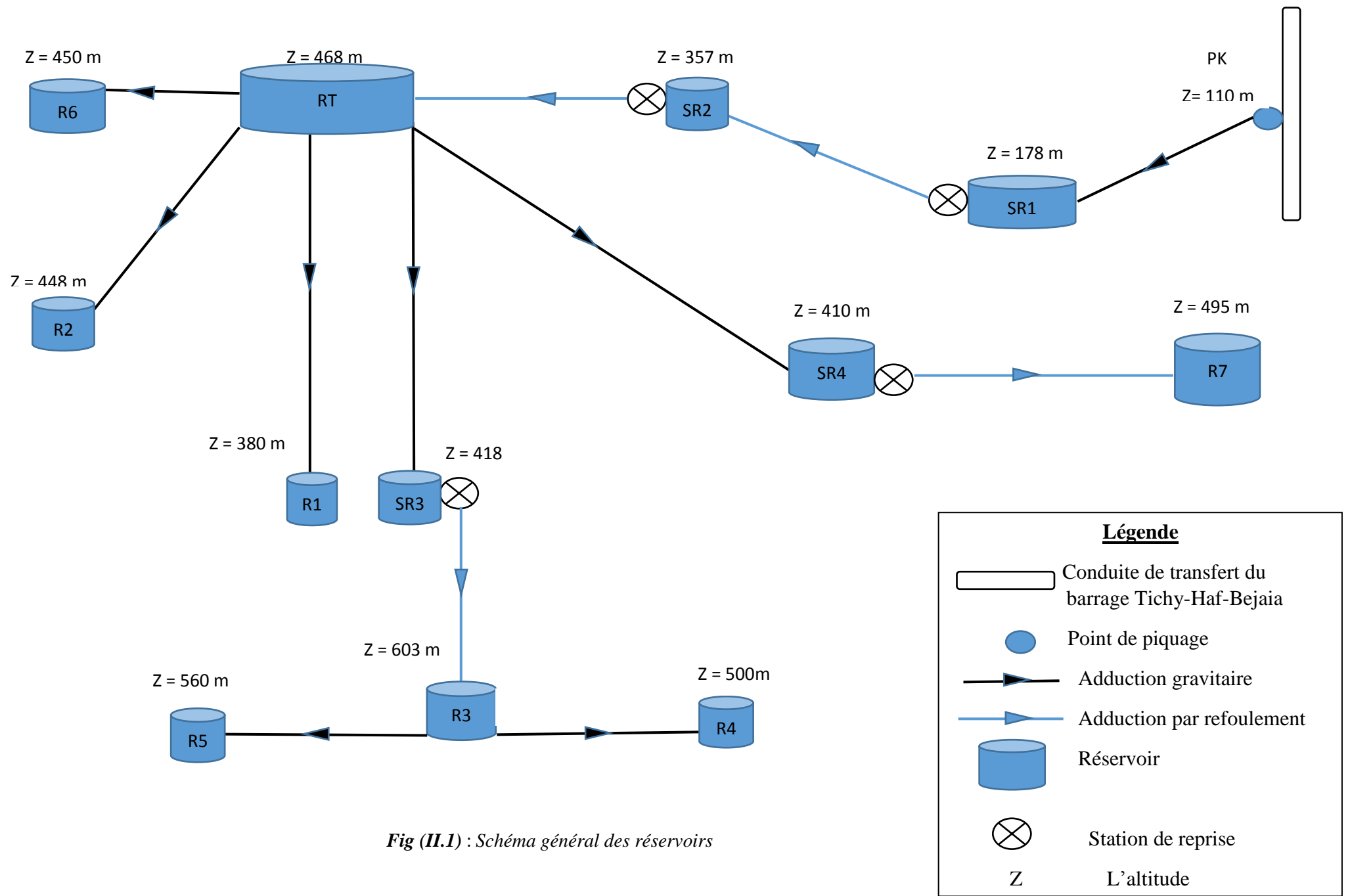


Fig (II.1) : Schéma général des réservoirs



### II.3. Dimensionnement des réservoirs

Le volume total du réservoir est calculé en tenant compte de la réserve d'incendie en utilisant la formule suivante :

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- $V_T$  : Volume total du réservoir en ( $m^3$ ).
- $V_{inc}$  : Volume d'incendie =  $120 m^3$ .
- $V_u$  : Volume utile de stockage du réservoir en ( $m^3$ ), il est déterminé à partir de la formule suivante

$$V_u = \frac{P_{max} * Q_{max,j}}{100} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

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

$$P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| \quad (\text{II.3})$$

Avec :

- $R^+_{max}$  : Résidu maximum positif.
- $R^-_{max}$  : Résidu maximum négatif.

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

#### II.3.1 Dimensionnement du RT

Le réservoir tampon est alimenté par refoulement à partir de la SR2, et servira gravitairement les réservoirs qui assurent la distribution des villages de la zone d'étude.



Tableau (II.1) : Dimensionnement du RT

Heure	Apport (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5,00	4,16	0,84		0,84
1-2	5,00	4,16	0,84		1,68
2-3	5,00	4,16	0,84		2,52
3-4	5,00	4,16	0,84		3,36
4-5	5,00	4,16	0,84		4,2
5-6	5,00	4,16	0,84		5,04
6-7	5,00	4,16	0,84		5,88
7-8	5,00	4,16	0,84		6,72
8-9	5,00	4,17	0,83		7,55
9-10	5,00	4,17	0,83		8,38
10-11	5,00	4,17	0,83		9,21
11-12	5,00	4,17	0,83		10,04
12-13	5,00	4,17	0,83		10,87
13-14	5,00	4,17	0,83		11,70
14-15	5,00	4,17	0,83		12,53
15-16	5,00	4,17	0,83		13,36
16-17	5,00	4,17	0,83		14,19
17-18	5,00	4,17	0,83		<b>15,02</b>
18-19	0,00	4,17		4,17	10,85
19-20	0,00	4,17		4,17	6,68
20-21	0,00	4,17		4,17	2,51
21-22	0,00	4,17		4,17	<b>-1,66</b>
22-23	5,00	4,17	0,83		-0,83
23-24	5,00	4,17	0,83		0,00
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>16,68</b>	<b>16,68</b>	

D'après le tableau ci-dessus :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |15,02| + |-1,66|$   **$P_{\max} = 16,68 \%$** .
- **Volume total** :  $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{16,68 \cdot 16494,905}{100} + 120$   **$V_T = 2871,35 \text{ m}^3$** .
- **Constatation** :  
Le volume calculé est de  $2871,35 \text{ m}^3$ , RT sera d'une capacité de  $3000 \text{ m}^3$ .

### II.3.2. Dimensionnement du réservoir R1

Le réservoir R1 est alimenté gravitairement par le réservoir tampon, et il assure la distribution vers le village Sidi Mouffok dont  $K_{\max,h} = 2,297$  et  $Q_{\max,j} = 519,388 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Tableau (II.2) : Dimensionnement du R1

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,66	3,5		3,50
1-2	4,16	0,66	3,5		7,00
2-3	4,16	1,12	3,04		10,04
3-4	4,16	1,59	2,56		12,61
4-5	4,16	3,30	0,86		13,47
5-6	4,16	4,31		0,15	13,32
6-7	4,16	4,91		0,75	12,57
7-8	4,16	8,29		4,13	8,43
8-9	4,17	6,65		2,48	5,96
9-10	4,17	5,28		1,11	4,85
10-11	4,17	4,87		0,70	4,15
11-12	4,17	5,89		1,72	2,43
12-13	4,17	5,53		1,36	1,07
13-14	4,17	4,52		0,35	0,73
14-15	4,17	4,82		0,65	0,07
15-16	4,17	5,71		1,54	-1,47
16-17	4,17	7,60		3,43	-4,90
17-18	4,17	7,00		2,83	-7,73
18-19	4,17	6,77		2,60	-10,33
19-20	4,17	3,39	0,78		-9,55
20-21	4,17	3,39	0,78		-8,77
21-22	4,17	1,81	2,36		-6,41
22-23	4,17	1,17	3		-3,41
23-24	4,17	0,76	3,41		0,00
Total	100	100	23,80	23,80	

D'après le tableau (II.2) :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |13,47| + |-10,33|$   **$P_{\max} = 23,8 \%$** .
- **Volume total** :  $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{23,8 \cdot 519,388}{100} + 120$   **$V_T = 243,61 \text{ m}^3$** .
- **Constataion** :  
Le volume calculé est de  $243,61 \text{ m}^3$ , R1 sera d'une capacité de  $250 \text{ m}^3$ .
- **Le diamètre du réservoir** :  
La hauteur du réservoir peut varier de 4 à 5 m. On prend  $H = 4 \text{ m}$ .

$$D = \left[ \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H} \right]^{1/2} \quad (\text{II.4})$$

Avec :  $V = 250 \text{ m}^3$        $D = \left[ \frac{4 \cdot 250}{\pi \cdot 4} \right]^{1/2} = 8,92 \text{ m}$       d'où : **D = 9 m**

- **Hauteur d'incendie du réservoir :**

$$H_{inc} = \left[ \frac{4 \cdot V_{inc}}{\pi \cdot (D_{250})^2} \right] \quad (\text{II.5})$$

$$H_{inc} = \left[ \frac{4 \cdot 120}{\pi \cdot (8,92)^2} \right] \quad \text{d'où} \quad \mathbf{H_{inc}=1,92m}$$

### II.3.3. Dimensionnement du réservoir R2

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le réservoir tampon et distribue vers Mezab dont  $K_{\max.h}=2,6$

*Tableau (II.3) : Dimensionnement du R2*

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
<b>0-1</b>	4,16	0,60	3,56		3,56
<b>1-2</b>	4,16	0,60	3,56		7,12
<b>2-3</b>	4,16	1,20	2,96		10,08
<b>3-4</b>	4,16	2,00	2,16		12,24
<b>4-5</b>	4,16	3,50	0,66		12,9
<b>5-6</b>	4,16	3,50	0,66		<b>13,56</b>
<b>6-7</b>	4,16	4,50		0,34	13,22
<b>7-8</b>	4,16	10,20		6,04	7,18
<b>8-9</b>	4,17	8,80		4,63	2,55
<b>9-10</b>	4,17	6,50		2,33	0,22
<b>10-11</b>	4,17	4,10	0,07		0,29
<b>11-12</b>	4,17	4,10	0,07		0,36
<b>12-13</b>	4,17	3,50	0,67		1,03
<b>13-14</b>	4,17	3,50	0,67		1,70
<b>14-15</b>	4,17	4,70		0,53	1,17
<b>15-16</b>	4,17	6,20		2,03	-0,86
<b>16-17</b>	4,17	10,40		6,23	-7,09
<b>17-18</b>	4,17	9,40		5,23	-12,32
<b>18-19</b>	4,17	7,30		3,13	<b>-15,45</b>
<b>19-20</b>	4,17	1,60	2,57		-12,88
<b>20-21</b>	4,17	1,60	2,57		-10,31
<b>21-22</b>	4,17	1,00	3,17		-7,14
<b>22-23</b>	4,17	0,60	3,57		-3,57
<b>23-24</b>	4,17	0,60	3,57		0,00
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>30,49</b>	<b>30,49</b>	

Le tableau (II.3) donne :

- **Résidu maximal :**  $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |13,56| + |-15,45|$   **$P_{\max} = 29,01 \%$ .**

- **Volume total :**  $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{29,01 \cdot 3746,909}{100} + 120$   **$V_T = 1207 \text{ m}^3$**

- **Constatation :**

Le volume calculé est de  $1207 \text{ m}^3$ , R2 sera d'une capacité de  $1250 \text{ m}^3$

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend  $H = 4 \text{ m}$

$$D = \left[ \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H} \right]^{1/2} \quad \text{Avec : } V = 1250 \text{ m}^3 \quad D = \left[ \frac{4 \cdot 1250}{\pi \cdot 4} \right]^{1/2} = 19,95 \text{ m} \quad \text{d'où : } \mathbf{D = 20 \text{ m}}$$

- **Hauteur d'incendie du réservoir :**

$$H_{\text{inc}} = \left[ \frac{4 \cdot 120}{\pi \cdot (19,95)^2} \right]; \quad \mathbf{H_{\text{inc}} = 0,38 \text{ m.}}$$

### II.3.4 Dimensionnement du réservoir R3

Ce réservoir est alimenté à partir de la station de reprise SR3, il fait l'adduction vers les réservoirs R4 et R5 et distribue vers le village Tibouamouchine dont  $K_{\max.h} = 1,989$ .

Donc  $Q_{\max.j} = Q_{\max.j}$  (Seddouk Ouadda + Ighil N'Djiber + Tibouamouchine) =  $1862,785 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Tableau (II.4) : Dimensionnement du R3

Heure	Apport (%)	Adduction vers R4 Seddouk Ouadda (%)	Adduction vers R5 Ighil N'Djiber (%)	Distribution vers Tibouamouc hine (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	1,16	0,58	0,44	2,82		2,82
1-2	5	1,16	0,58	0,44	2,82		5,64
2-3	5	1,16	0,58	0,56	2,70		8,34
3-4	5	1,16	0,58	0,56	2,70		11,04
4-5	5	1,16	0,58	1,75	1,51		12,55
5-6	5	1,16	0,58	3,22	0,04		12,59
6-7	5	1,16	0,58	3,22	0,04		12,63
7-8	5	1,16	0,58	3,22	0,04		12,67
8-9	5	1,16	0,58	2,05	1,21		13,88
9-10	5	1,16	0,58	2,05	1,21		<b>15,09</b>
10-11	5	1,16	0,58	3,46		0,20	14,89
11-12	5	1,16	0,58	4,96		1,70	13,19
12-13	5	1,16	0,58	4,96		1,70	11,49
13-14	5	1,16	0,58	3,46		0,20	11,29
14-15	5	1,16	0,58	2,92	0,34		11,63
15-16	5	1,16	0,58	2,92	0,34		11,97
16-17	5	1,16	0,58	2,05	1,21		13,18
17-18	5	1,16	0,58	2,05	1,21		14,39
18-19	0	1,16	0,58	3,51		5,25	9,14
19-20	0	1,16	0,58	3,51		5,25	3,89
20-21	0	1,16	0,58	3,51		5,25	-1,36
21-22	0	1,16	0,58	1,75		3,49	<b>-4,85</b>
22-23	5	1,16	0,58	1,16	2,10		-2,75
23-24	5	1,16	0,58	0,56	2,70		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>27,84</b>	<b>13,96</b>	<b>58,31</b>	<b>23</b>	<b>23</b>	

Le tableau ci-dessus donne :

- **Résidu maximal :**  $P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| = |15,09| + |-4,85|$   **$P_{max} = 19,94 \%$**

- **Volume total :**  $V_T = V_u + V_{inc} = \frac{19,94 \cdot 1862,785}{100} + 120$   **$V_T = 491,44 \text{ m}^3$**

- **Constatation:**

Le volume calculé est de  $491,44 \text{ m}^3$ , R3 sera d'une capacité de  $500 \text{ m}^3$

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend  $H = 4 \text{ m}$

$$D = \left[ \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H} \right]^{1/2} \quad \text{avec : } V = 500 \text{ m}^3 \quad D = \left[ \frac{4 \cdot 500}{\pi \cdot 4} \right]^{1/2} = 12,61 \text{ m} \quad \text{d'où : } \mathbf{D = 13 \text{ m}}$$

- Hauteur d'incendie du réservoir :

$$\text{Donc : } H_{\text{inc}} = \left[ \frac{4 \cdot 120}{\pi \cdot (12,61)^2} \right] ; \quad H_{\text{inc}} = 0,96 \text{ m.}$$

### II.3.5 Dimensionnement du réservoir R4

Le réservoir R4 est alimenté à partir du réservoir R3 et assure la distribution vers le village Seddouk Ouadda dont  $K_{\text{max.h}} = 2,287$  et  $Q_{\text{max.j}} = 515,262 \text{ m}^3/\text{j}$ .

*Tableau (II.5): Dimensionnement du R4*

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,66	3,5		3,5
1-2	4,16	0,66	3,5		7
2-3	4,16	1,11	3,05		10,05
3-4	4,16	1,57	2,59		12,64
4-5	4,16	3,29	0,87		13,51
5-6	4,16	4,35		0,19	13,32
6-7	4,16	4,93		0,77	12,55
7-8	4,16	8,20		4,04	8,51
8-9	4,17	6,54		2,37	6,14
9-10	4,17	5,22		1,05	5,09
10-11	4,17	4,91		0,74	4,35
11-12	4,17	5,97		1,8	2,55
12-13	4,17	5,63		1,46	1,09
13-14	4,17	4,57		0,4	0,69
14-15	4,17	4,83		0,66	0,03
15-16	4,17	5,69		1,52	-1,49
16-17	4,17	7,46		3,29	-4,78
17-18	4,17	6,89		2,72	-7,5
18-19	4,17	6,75		2,58	-10,08
19-20	4,17	3,47	0,7		-9,38
20-21	4,17	3,47	0,7		-8,68
21-22	4,17	1,85	2,32		-6,36
22-23	4,17	1,20	2,97		-3,4
23-24	4,17	0,77	3,4		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>23,6</b>	<b>23,6</b>	

Le tableau (II.5) donne :

- **Résidu maximal :**  $P_{\text{max}} = |R^+_{\text{max}}| + |R^-_{\text{max}}| = |13,51| + |-10,08| \quad P_{\text{max}} = 23,59 \%$ .
- **Volume total :**  $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{23,59 \cdot 515,262}{100} + 120 \quad V_T = 241,55 \text{ m}^3$ .
- **Constatation :**  
Le volume calculé est de  $241,55 \text{ m}^3$ , R4 sera d'une capacité de  $250 \text{ m}^3$

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend  $H = 4$  m

$$D = \left[ \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H} \right]^{1/2} \quad \text{Avec : } V = 250 \text{ m}^3 \quad D = \left[ \frac{4 \cdot 250}{\pi \cdot 4} \right]^{1/2} \quad \text{d'où : } \mathbf{D = 8,92 \text{ m}}$$

- **Hauteur d'incendie du réservoir :**

$$H_{\text{inc}} = \left[ \frac{4 \cdot 120}{\pi \cdot (8,92)^2} \right] \quad ; \quad \mathbf{H_{\text{inc}} = 1,92 \text{ m.}}$$

### II.3.6 Dimensionnement du réservoir R5

Le réservoir R5 est alimenté à partir du réservoir R3 et assure la distribution vers le village Ighil N'Djiber dont  $K_{\text{max,h}} = 2,6$  et  $Q_{\text{max,j}} = 261,039 \text{ m}^3/\text{j}$ .

*Tableau (II.6): Dimensionnement du R5*

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,6	3,56		3,56
1-2	4,16	0,6	3,56		7,12
2-3	4,16	1,2	2,96		10,08
3-4	4,16	2	2,16		12,24
4-5	4,16	3,5	0,66		12,9
5-6	4,16	3,5	0,66		<b>13,56</b>
6-7	4,16	4,5		0,34	13,22
7-8	4,16	10,2		6,04	7,18
8-9	4,17	8,8		4,63	2,55
9-10	4,17	6,5		2,33	0,22
10-11	4,17	4,1	0,07		0,29
11-12	4,17	4,1	0,07		0,36
12-13	4,17	3,5	0,67		1,03
13-14	4,17	3,5	0,67		1,7
14-15	4,17	4,7		0,53	1,17
15-16	4,17	6,2		2,03	-0,86
16-17	4,17	10,4		6,23	-7,09
17-18	4,17	9,4		5,23	-12,32
18-19	4,17	7,3		3,13	<b>-15,45</b>
19-20	4,17	1,6	2,57		-12,88
20-21	4,17	1,6	2,57		-10,31
21-22	4,17	1	3,17		-7,14
22-23	4,17	0,6	3,57		-3,57
23-24	4,17	0,6	3,57		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>30,49</b>	<b>30,49</b>	

Le tableau (II.6) donne :

- **Résidu maximal :**  $P_{\text{max}} = |R^+_{\text{max}}| + |R^-_{\text{max}}| = |13,56| + |-15,45| \quad \mathbf{P_{\text{max}} = 29,01 \%}$
- **Volume total :**  $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{29,01 \cdot 261,039}{100} + 120 \quad \mathbf{V_T = 195,73 \text{ m}^3}$

- **Constatation :**

Le volume calculé est de 195,73 m<sup>3</sup>, R5 sera d'une capacité de 200 m<sup>3</sup>

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend H= 4 m

$$D = \left[ \frac{4*V}{\pi*H} \right]^{1/2} \quad \text{Avec : } V= 200 \text{ m}^3 \quad D = \left[ \frac{4*200}{\pi*4} \right]^{1/2} \quad \text{d'où : } \mathbf{D= 7,98 \text{ m}}$$

- **Hauteur d'incendie du réservoir :**

$$H_{\text{inc}} = \left[ \frac{4*120}{\pi*(7,98)^2} \right] \quad ; \quad \mathbf{H_{\text{inc}}=2,4 \text{ m.}}$$

### II.3.7. Dimensionnement du réservoir R6

Ce réservoir assure la distribution vers le village Takkatz, par adduction gravitaire à partir du réservoir tampon.

$K_{\text{max,h}} = 1,823$  et  $Q_{\text{max,j}} = 1986,313 \text{ m}^3/\text{j}$ .

*Tableau (II.7) : Dimensionnement du R6*

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
<b>0-1</b>	4,16	0,89	3,27		3,27
<b>1-2</b>	4,16	0,89	3,27		6,54
<b>2-3</b>	4,16	0,89	3,27		9,81
<b>3-4</b>	4,16	1	3,16		12,97
<b>4-5</b>	4,16	1,62	2,54		15,51
<b>5-6</b>	4,16	4,02	0,14		<b>15,65</b>
<b>6-7</b>	4,16	5,23		1,07	14,58
<b>7-8</b>	4,16	6,13		1,97	12,61
<b>8-9</b>	4,17	5,3		1,13	11,48
<b>9-10</b>	4,17	5,52		1,35	10,13
<b>10-11</b>	4,17	5,1		0,93	9,2
<b>11-12</b>	4,17	6,7		2,53	6,67
<b>12-13</b>	4,17	7,58		3,41	3,26
<b>13-14</b>	4,17	6,63		2,46	0,8
<b>14-15</b>	4,17	5,32		1,15	-0,35
<b>15-16</b>	4,17	4,68		0,51	-0,86
<b>16-17</b>	4,17	4,4		0,23	-1,09
<b>17-18</b>	4,17	5,3		1,13	-2,22
<b>18-19</b>	4,17	6,28		2,11	-4,33
<b>19-20</b>	4,17	5,42		1,25	-5,58
<b>20-21</b>	4,17	5,1		0,93	<b>-6,51</b>
<b>21-22</b>	4,17	3	1,17		-5,34
<b>22-23</b>	4,17	2	2,17		-3,17
<b>23-24</b>	4,17	1	3,17		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>22,16</b>	<b>22,16</b>	



Le tableau (II.7) donne :

- **Résidu maximal :**  $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |15,65| + |-6,51|$   **$P_{\max} = 22,16 \%$ .**

- **Volume total :**  $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{22,16 \cdot 1986,313}{100} + 120$   **$V_T = 560,17 \text{ m}^3$ .**

- **Constatation :**

Le volume calculé est de  $560,17 \text{ m}^3$ , R6 sera d'une capacité de  $600 \text{ m}^3$

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend  $H = 4 \text{ m}$

$$D = \left[ \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H} \right]^{1/2} \quad \text{Avec : } V = 600 \text{ m}^3 \quad D = \left[ \frac{4 \cdot 600}{\pi \cdot 4} \right]^{1/2} \quad \text{d'où : } \mathbf{D = 11,56 \text{ m}}$$

- **Hauteur d'incendie du réservoir :**

On considère qu'on a un seul réservoir de  $570 \text{ m}^3$

$$H_{\text{inc}} = \left[ \frac{4 \cdot V_{\text{inc}}}{\pi \cdot (D_{570})^2} \right] \quad \text{Avec : } D_{570} = \left[ \frac{4 \cdot V_T}{\pi \cdot H} \right]^{1/2} = \left[ \frac{4 \cdot 570}{\pi \cdot 4} \right]^{1/2} = 13,47 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } H_{\text{inc}} = \left[ \frac{4 \cdot 120}{\pi \cdot (13,47)^2} \right] \quad ; \quad \mathbf{H_{\text{inc}} = 0,84 \text{ m.}}$$

### II.3.8. Dimensionnement du réservoir R7

Ce réservoir servira la partie haute du chef-lieu avec une population de 5114 habitants,  $Q_{\max,j} = 2174 \text{ m}^3/\text{j}$  et  $K_{\max,h} = 1,87$ .

D'après le tableau (II.8) :

- **Résidu maximal :**  $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |19,64| + |-4,06|$   **$P_{\max} = 23,7 \%$ .**

- **Volume total :**  $V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{23,7 \cdot 2174}{100} + 120$   **$V_T = 635,24 \text{ m}^3$ .**

- **Constatation :**

Le volume calculé est de  $635,24,17 \text{ m}^3$ , R7 sera d'une capacité de  $650 \text{ m}^3$

- **Le diamètre du réservoir :**

On prend  $H = 4 \text{ m}$

$$D = \left[ \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H} \right]^{1/2} \quad \text{Avec : } V = 650 \text{ m}^3 \quad D = \left[ \frac{4 \cdot 650}{\pi \cdot 4} \right]^{1/2} \quad \text{d'où : } \mathbf{D = 14,38 \text{ m}}$$

Tableau (II.8) : Dimensionnement du R7

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	0,87	4,13		4,13
1-2	5	0,87	4,13		8,26
2-3	5	0,87	4,13		12,39
3-4	5	1,00	4		16,39
4-5	5	2,30	2,7		19,09
5-6	5	4,45	0,55		<b>19,64</b>
6-7	5	5,31		0,31	19,33
7-8	5	5,96		0,96	18,37
8-9	5	4,80	0,2		18,57
9-10	5	4,70	0,3		18,87
10-11	5	5,35		0,35	18,52
11-12	5	7,20		2,2	16,32
12-13	5	7,78		2,78	13,54
13-14	5	6,46		1,46	12,08
14-15	5	5,25		0,25	11,83
15-16	5	4,76	0,24		12,07
16-17	5	4,15	0,85		12,92
17-18	5	4,8	0,2		13,12
18-19	0	6,23		6,23	6,89
19-20	0	5,60		5,60	1,29
20-21	0	5,35		5,35	<b>-4,06</b>
21-22	0	3,00		3	-7,06
22-23	5	2,00	3		-4,06
23-24	5	1,00	4		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>28,43</b>	<b>28,43</b>	

- Hauteur d'incendie du réservoir :

$$H_{\text{inc}} = \left[ \frac{4 \cdot 120}{\pi \cdot (10,56)^2} \right] \quad ; \quad H_{\text{inc}} = 1,37 \text{ m.}$$

## II.4. Dimensionnement des stations de reprises

### II.4.1 Dimensionnement de la première station de reprise (SR1)

Le dimensionnement de cette station de reprise sera comme un réservoir, vu qu'elle est alimentée gravitairement à partir du point de piquage, ce qui fait qu'elle est alimentée 24h/24. Et avec un refoulement pendant une durée de 20 heures par jour.

Les résultats obtenus sont bien détaillés dans l'annexe 2 et d'après ce dernier on aura :

- **Résidu maximal** :  $P_{\text{max}} = |R^+_{\text{max}}| + |R^-_{\text{max}}| = |1,66 + |-15,02|| \quad P_{\text{max}} = 16,68 \%$

- **Volume du réservoir de la SR1 :**

$$V_{SR1} = \frac{P_{max} * Q_{max,j}}{100} = \frac{16,68 * 16494,905}{100} \quad V_{SR1} = 2751,35 \text{ m}^3.$$

- **Constatation :**

Le volume calculé est de 2751,35 m<sup>3</sup>, le volume du réservoir de la SR1 sera de 2800 m<sup>3</sup>

- **Le diamètre du réservoir de la SR1 :**

On prend H= 4 m

$$D = \left[ \frac{4 * V}{\pi * H} \right]^{1/2} \quad \text{Avec : } V = 2800 \text{ m}^3 \quad D = \left[ \frac{4 * 2800}{\pi * 4} \right]^{1/2} \quad \text{d'où : } D = 29,85 \text{ m}$$

#### II.4.2. Dimensionnement de la deuxième station de reprise (SR2)

Le dimensionnement de la deuxième station de reprise est déterminé comme suit :

$$V_{SR2} = Q_{max,j} * T \quad (\text{II.6})$$

Avec :

- V<sub>SR2</sub> : Volume de la deuxième station de reprise en (m<sup>3</sup>)

- T : Temps de remplissage (T= 0,25h)

$$\text{D'où : } V_{SR2} = \frac{16494,905 * 0,25}{20} \quad V_{SR2} = 206,19 \text{ m}^3.$$

- **Constatation :**

Le volume calculé est de 206,19 m<sup>3</sup>, le volume du réservoir de la SR2 sera de 250 m<sup>3</sup>

#### II.4.3. Dimensionnement de la troisième station de reprise (SR3)

Le dimensionnement de cette station de reprise sera comme un réservoir, les résultats sont regroupés dans l'annexe (2)

D'après l'annexe (2) on aura :

- **Résidu maximal :** P<sub>max</sub> = | R<sup>+</sup><sub>max</sub> | + | R<sup>-</sup><sub>max</sub> | = | 1,66 + | -15,02 | P<sub>max</sub> = 16,68 %.

- **Volume du réservoir de la SR3:**

$$V_{SR1} = \frac{P_{max} * Q_{max,j}}{100} = \frac{16,68 * 1858,045}{100} \quad V_{SR3} = 309,92 \text{ m}^3.$$

- **Constatation :**

Le volume calculé est de 309,92 m<sup>3</sup>, le volume du réservoir de la SR3 sera de 320 m<sup>3</sup>

- **Le diamètre du réservoir de la SR3 :**

On prend H= 4 m

$$D = \left[ \frac{4*V}{\pi*H} \right]^{1/2} \quad \text{Avec : } V= 260 \text{ m}^3 \quad D = \left[ \frac{4*260}{\pi*4} \right]^{1/2} \quad \text{d'où : } D= 9,1 \text{ m}$$

#### II.4.4. Dimensionnement de la quatrième station de reprise (SR4)

Le même calcul effectué précédemment sera fait pour cette station de reprise (SR4), les résultats sont détaillés dans l'annexe (2).

Le réservoir de cette station de reprise distribue vers la partie basse du chef-lieu avec un nombre d'habitants de 17838,  $K_{\max,h} = 1,59$  et  $Q_{\max,j} = 6205 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- **Résidu maximal :**  $P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = |1,66 + |-15,02|| \quad P_{\max} = 16,68 \%$ .
- **Volume du réservoir de la SR4:**

$$V_{SR4} = \frac{P_{\max} * Q_{\max,j}}{100} = \frac{16,68 * 6205}{100} \quad V_{SR4} = 1034,99 \text{ m}^3.$$

- **Constatation :**  
Le volume calculé est de 1034,99 m<sup>3</sup>, le volume du réservoir de la SR4 sera de 1050 m<sup>3</sup>
- **Le diamètre du réservoir de la SR4 :**

On prend  $H= 4 \text{ m}$

$$D = \left[ \frac{4*V}{\pi*H} \right]^{1/2} \quad \text{Avec : } V= 1050 \text{ m}^3 \quad D = \left[ \frac{4*1050}{\pi*4} \right]^{1/2} \quad \text{d'où : } D= 18,28 \text{ m}$$

#### II.5. Conclusion

Le dimensionnement des ouvrages de stockage nous a permis de calculer les volumes des réservoirs. Le tableau (II.9) résume la capacité des réservoirs servant à la distribution des différents villages de la zone d'étude.

**Tableau (II.9) :** La capacité des réservoirs servant à la distribution des différents villages

Villages	Volume des réservoirs (m <sup>3</sup> )
Partie haute du chef-lieu	650
Partie basse du chef-lieu	1050
TAKAATZ	600
TIBOUAMOUCHE	500
SEDDOUK OUADDA	250
IGHIL N'DJIBER	200
SIDI MOUFFOK	250
MEZAB	1250

Après ce dimensionnement, nous allons nous intéresser à l'étude des conduites d'adduction, qui sera bien détaillée dans le prochain chapitre.

### III.1. Introduction

Après avoir dimensionné les réservoirs, nous intéressons à présent au réseau d'adduction. Ce dernier a comme rôle de transporter l'eau depuis la source de captage au réservoir de stockage, on distingue généralement deux types d'adduction qui sont :

La première appelée adduction gravitaire : est définie comme un écoulement à la faveur d'une dénivelée.

La deuxième appelée adduction par refoulement : est un écoulement à la faveur d'un apport d'énergie externe obtenue par une pompe.

### III.2. Description du schéma d'adduction

Le point de démarrage du système d'adduction est le point de piquage (PK) situé à une côte de 110 m à partir du transfert du barrage Tichy-Haf-Béjaia de la conduite principale, l'eau s'écoulera gravitairement vers la SR1 sur un linéaire de 620 m et ensuite refoulée vers la SR2 sur un itinéraire de 1200 m.

La reprise est assurée encore par refoulement vers le réservoir tampon situé à une côte de 468 m. Ce dernier desservira gravitairement les différents réservoirs qui assurent la distribution vers les différents villages de la commune.

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

Le choix du type de conduite destinée à l'adduction d'eau des différents villages de la commune de Seddouk est porté sur le PEHD, pour les raisons suivantes [6] :

- Facilité de pose ;
- Fiables au niveau des branchements (pas de fuites) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20 °C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Résiste à la corrosion.

On utilise le PEHD (PN10) lorsque la hauteur géométrique  $H_g < 100$  m, et le PEHD (PN20) lorsque  $H_g \approx 200$  m.

On a recours à la fonte ductile lorsque le PEHD ne dispose pas des diamètres calculés, et lorsque la nature du terrain l'exige.

### III.4. Choix des vannes

Le choix des vannes destinées à l'adduction d'eau des différents villages de la zone d'étude s'est porté sur les vannes papillon pour les raisons suivantes [7]:

- Possibilité de travailler avec de grands débits (grands diamètres) ;
- Facilité de manipulation.

### III.5. Tracé du réseau

Après avoir positionné les réservoirs, nous avons tracé notre réseau d'adduction sur Autocad-Civil 3D



*Fig (III.1) : Tracé du réseau*

### III.6. Etude technico-économique des conduites

Elle consiste à étudier le choix le plus économique en respectant les deux critères suivants :

- Le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à vitesse acceptable, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite.
- Les frais d'exploitation et d'amortissement doivent présenter un bilan minimal.

#### III.6.1. Calcul du diamètre économique

- Pour les conduites de refoulement, ce diamètre est déterminé approximativement par les deux formules suivantes :
  - ✓ Formule de BONNIN :  $D_1 = \sqrt{Q}$  (III.1)
  - ✓ Formule de BRESS :  $D_2 = 1,5\sqrt{Q}$  (III.2)
- Pour les conduites gravitaires, ce diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre  $V_{\min}$  et  $V_{\max}$  :

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

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

Avec :

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

#### III.6.2. Calcul de la vitesse

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

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

Avec :

- $V$  : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- $D$  : Diamètre de la conduite (m) ;

#### III.6.3. Calcul des pertes de charge

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

- Les pertes de charge linéaire ;
- Les pertes de charge singulières.

### III.6.3.1. Les pertes de charge linéaire ( $H_L$ )

Elles sont données par la formule de DARCY-WEISBACH :

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

Avec :

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

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

#### o Régime turbulent rugueux

Il est donné par la formule de NIKURADAZI

$$\lambda = \left( 1.14 - 0.86 * \ln\left(\frac{K}{D}\right) \right)^{-2} \quad (\text{III.7})$$

#### o Régime transitoire

Il est donné par la formule de COLEBROOK

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

Avec :

- K : La rugosité absolue de la conduite en (0,15 mm pour les conduites en fonte ductile et 0,02 mm pour les conduites en PEHD) ;
- $Re$  : Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

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

Avec :

- V : Vitesse de l'eau (m/s) ;
- $\nu$  : Viscosité cinématique, calculé par la formule de STOCKS :

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

Avec :

- $T^0$  : Température de l'eau en degré,  $T^0 = 20^\circ\text{C}$ .

### III.6.3.2. Les pertes de charge singulières ( $H_s$ )

Elles sont estimées à 10 % des pertes de charges linéaires :

$$H_s = 0,10 * H_L \quad (\text{III.11})$$

Avec :

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



### III.6.3.3. Les pertes de charge totale ( $H_t$ )

Représentent la somme des deux pertes de charge  $H_s$  et  $H_L$

$$\begin{aligned} H_t &= H_L + H_s = (0.10 * H_L) + H_L \\ \mathbf{H_t} &= \mathbf{1.10 * H_L} \end{aligned} \quad \text{(III.12)}$$

### III.6.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation ( $H_{mt}$ )

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{H_{mt} = H_g + H_t} \quad \text{(III.13)}$$

Avec :

- $H_{mt}$  : Hauteur manométrique totale (m) ;
- $H_g$  : Hauteur géométrique (m).

### III.6.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la formule suivante :

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

Avec :

- $P_a$  : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- $\eta$  : Rendement de la pompe (%).

### III.6.6. Calcul de l'énergie consommée par la pompe

Elle se calcule comme suit :

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

Avec :

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

### III.6.7. Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

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

Avec :

- $F_{exp}$  : Frais d'exploitation (DA) ;
- $e_u$  : Prix unitaire du KWh. Fixé à 4,67 DA.

### III.6.8. Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement se calculent comme suit :

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

Avec :

- $F_{am}$  : Frais d'amortissement (DA) ;
- $P_u$  : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- $A$  : L'amortissement annuel, elle est déterminée comme suit :

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

Avec :

- $i$  : Taux d'intérêt, on prend 8%.
- $n$  : Nombre d'années d'amortissement ( $n=25$ ans).

D'où :

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{25} - 1} + 0,08 \quad ; \quad A = 0.0937 = 9.37\%$$

### III.6.9. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

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

Avec :

- $B_L$  : Le bilan en (DA).

### III.7. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons

#### III.7.1. Partie adduction gravitaire

##### III.7.1.1. Tronçon PK-SR1

Ce tronçon est alimenté à partir du point de piquage vers la SR1 par adduction gravitaire

**Données :**  $Q = 0,191 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $L = 620 \text{ m}$ ,  $H_g = CP(PK) - CTP(SR1) = 182 - 110 = 72 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.3) et (III.4), on trouve :  $D_{\min} = 0,403 \text{ m}$ ,  $D_{\max} = 0,698 \text{ m}$ .

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 450, 500, 600 et 700 mm.

**Tableau (III.1) :** Calcul des pertes de charge totales du tronçon PK-SR1

D(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	Re	L(m)	$\lambda$	H <sub>t</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)
0,450	0,191	1,201	540693,5598	620	0,015	1,809	72
<b>0,500</b>	<b>0,191</b>	<b>0,973</b>	<b>486624,2038</b>	<b>620</b>	<b>0,014</b>	<b>1,068</b>	<b>72</b>
0,600	0,191	0,676	405520,1699	620	0,014	0,429	72
0,700	0,191	0,496	347588,717	620	0,013	0,199	72

D'après le tableau (III.1), on trouve que le diamètre économique est de 500 mm avec une vitesse acceptable de 0,973 m/s.

- Calcul des pertes de charge dans la vanne  $J_v$  :

$$J_v = H_g - H_t \quad (\text{III.20})$$

D'où :  $J_v = 72 - 1,068 = 70,932 \text{ m}$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :

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

D'où :  $\xi = J_v \cdot \frac{2 \cdot g}{V^2} = 70,932 \cdot \frac{2 \cdot 9,81}{(0,973)^2} \quad \xi = 1469$

- Calcul de l'angle de la vanne  $\theta^\circ$  :

Pour  $\xi = 1469$ , l'angle d'ouverture de la vanne  $\theta^\circ$  sera de  $80^\circ$  (selon l'annexe 3)

##### III.7.1.2. Tronçon tampon-SR4

Ce tronçon est alimenté gravitairement à partir du réservoir tampon.

**Données :**  $Q = 0,072 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $L = 3940 \text{ m}$ ,  $H_g = CR(RT) - CTP(SR4) = 468 - 414 = 54 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.3) et (III.4), on trouve :  $D_{\min} = 0,247 \text{ m}$ ,  $D_{\max} = 0,428 \text{ m}$ .

Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont: 250, 315, 400 et 500 mm

Tableau (III.2) : calcul des pertes de charge totales du tronçon tampon-SR4

D <sub>ext</sub> (m)	D <sub>int</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L(m)	λ	H <sub>t</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)
0,250	0,220	0,072	1,895	416907,9328	3940	0,014	58,489	54
<b>0,315</b>	<b>0,278</b>	<b>0,072</b>	<b>1,187</b>	<b>329927,1411</b>	<b>3940</b>	<b>0,013</b>	<b>18,154</b>	<b>54</b>
0,400	0,353	0,072	0,736	259829,3066	3940	0,012	5,499	54
0,500	0,440	0,072	0,473	208453,9664	3940	0,012	1,827	54

D’après le tableau (III.2), on trouve que le diamètre économique est de 315 mm avec une vitesse acceptable de 1,187 m/s.

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

$$J_v = 54 - 18,154 = 35,846 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d’ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{V^2} = 35,846 * \frac{2 * 9,81}{(1,187)^2} \quad \xi = 499$$

- Calcul de l’angle de la vanne θ ° :

Pour ξ = 499, l’angle d’ouverture de la vanne papillon θ° sera de 65 °

### III.7.1.3. Tronçon tampon-R1

Données : Q = 0,006 m<sup>3</sup>/s, L= 673 ml, H<sub>g</sub>= CR(RT) – CTP(R1)= 468 – 384 = 84 m

En utilisant les formules (III.3) et (III.4), on trouve : D<sub>min</sub> = 0,071 m, D<sub>max</sub> = 0,123 m.

Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 75, 90, 110 et 125 mm

Tableau (III.3) : calcul des pertes de charge totales du tronçon tampon-R1

D <sub>ext</sub> (m)	D <sub>int</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L(m)	λ	H <sub>t</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)
0,075	0,066	0,006	1,754	115807,7591	673	0,026	28,551	84
<b>0,090</b>	<b>0,079</b>	<b>0,006</b>	<b>1,225</b>	<b>96750,7861</b>	<b>673</b>	<b>0,024</b>	<b>11,620</b>	<b>84</b>
0,110	0,097	0,006	0,812	78797,03198	673	0,023	4,163	84
0,125	0,110	0,006	0,632	69484,65547	673	0,022	2,220	84

D’après le tableau (III.3) le diamètre économique correspond à 90 mm et une vitesse acceptable de 1,225 m/s.

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

$$J_v = 84 - 11,620 = 72,38 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d’ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{V^2} = 72,38 * \frac{2 * 9,81}{(1,225)^2} \quad \xi = 946$$

- **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta^\circ$  :**

Pour  $\xi = 946$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta^\circ$  sera de  $72,5^\circ$

#### III.7.1.4. Tronçon tampon-R2

**Données :**  $Q = 0,043 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $L = 660 \text{ m}$ ,  $H_g = CR(RT) - CTP(R2) = 468 - 452 = 16 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.3) et (III.4), on trouve :  $D_{\min} = 0,191 \text{ m}$ ,  $D_{\max} = 0,330 \text{ m}$ .

Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 200, 250, 315 et 400 mm

**Tableau (III.4) :** calcul des pertes de charge totales du tronçon tampon-R2

<b>D<sub>ext</sub> (m)</b>	<b>D<sub>int</sub> (m)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>L(m)</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>H<sub>t</sub>(m)</b>	<b>H<sub>g</sub>(m)</b>
0,200	0,176	0,043	1,768	311233,3526	660	0,020	10,665	16
<b>0,250</b>	<b>0,220</b>	<b>0,043</b>	<b>1,132</b>	<b>248986,6821</b>	<b>660</b>	<b>0,019</b>	<b>3,495</b>	<b>16</b>
0,315	0,278	0,043	0,708	197039,8204	660	0,018	1,085	16
0,400	0,353	0,043	0,439	155175,8359	660	0,017	0,328	16

D'après le tableau (III.4) le diamètre économique correspond à 250 mm et une vitesse acceptable de 1,132 m/s.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne  $J_v$  :**

$$J_v = 16 - 3,495 = 12,505 \text{ m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :**

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{v^2} = 12,505 * \frac{2 * 9,81}{(1,132)^2} \quad \xi = 191,5$$

- **Calcul de l'angle de la vanne  $\theta^\circ$  :**

Pour  $\xi = 191,5$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta^\circ$  sera de  $61,5^\circ$

#### III.7.1.5. Tronçon R3-R4

**Données :**  $Q = 0,006 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $L = 100 \text{ m}$ ,  $H_g = CR(R3) - CTP(R4) = 603 - 504 = 99 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.3) et (III.4), on trouve :  $D_{\min} = 0,071 \text{ m}$ ,  $D_{\max} = 0,123 \text{ m}$ .

Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 75, 90, 110 et 125 mm

Tableau (III.5) : calcul des pertes de charge totales du tronçon R3-R4

D <sub>ext</sub> (m)	D <sub>int</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L(m)	λ	H <sub>t</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)
0,075	0,066	0,006	1,754	115807,7591	100	0,026	4,242	99
<b>0,090</b>	<b>0,079</b>	<b>0,006</b>	<b>1,225</b>	<b>96750,7861</b>	<b>100</b>	<b>0,024</b>	<b>1,727</b>	<b>99</b>
0,110	0,097	0,006	0,812	78797,03198	100	0,023	0,619	99
0,125	0,110	0,006	0,632	69484,65547	100	0,022	0,174	99

D'après le tableau (III.5) le diamètre économique correspond à 90 mm et une vitesse acceptable de 1,225 m/s.

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

$$J_v = 99 - 1,727 = 97 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{v^2} = 97 * \frac{2 * 9,81}{(1,225)^2} \quad \xi = 1268$$

- Calcul de l'angle de la vanne θ ° :

Pour ξ = 1268, l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ° sera de 74,5 °

### III.7.1.6. Tronçon R3-R5

Données : Q = 0,003 m<sup>3</sup>/s, L = 100 m, H<sub>g</sub> = CR(R3) – CTP(R5) = 603 – 564 = 39 m.

En utilisant les formules (III.3) et (III.4), on trouve : D<sub>min</sub> = 0,050 m, D<sub>max</sub> = 0,087 m.

Le PEHD (PN10) comme matériau, les diamètres normalisés sont : 63, 75, et 90 mm.

Tableau (III.6) : calcul des pertes de charge totales du tronçon R3-R5

D <sub>ext</sub> (m)	D <sub>int</sub> (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L(m)	λ	H <sub>t</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)
<b>0.063</b>	<b>0.055</b>	<b>0.003</b>	<b>1.263</b>	<b>69484.6555</b>	<b>100</b>	<b>0,027</b>	<b>2.639</b>	<b>39</b>
0.075	0.066	0.003	0.877	57903.8796	100	0,026	1.061	39
0.09	0.079	0.003	0.612	48375.3931	100	0,025	1.206	39

D'après le tableau (III.6) le diamètre économique correspond à 63 mm et une vitesse acceptable de 1.263 m/s.

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

$$J_v = 39 - 2,639 = 36,361 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ :

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{v^2} = 36,361 * \frac{2 * 9,81}{(1,263)^2} \quad \xi = 447$$

- Calcul de l'angle de la vanne  $\theta^\circ$  :

Pour  $\xi = 447$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta^\circ$  sera de  $63^\circ$

**III.7.1.7. Tronçon tampon-SR3**

**Données :**  $Q = 0,021 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $L = 360 \text{ m}$ ,  $H_g = CR(RT) - CTP(SR3) = 468 - 422 = 46 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.3) et (III.4), on trouve :  $D_{\min} = 0,133 \text{ m}$ ,  $D_{\max} = 0,231 \text{ m}$ .

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

**Tableau (III.7) : calcul des pertes de charge totales du tronçon tampon-SR3**

$D_{\text{ext}}$ (m)	$D_{\text{int}}$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V$ (m/s)	$Re$	$L$ (m)	$\lambda$	$H_t$ (m)	$H_g$ (m)
<b>0,160</b>	<b>0,141</b>	<b>0,021</b>	<b>1,345</b>	<b>189727,6054</b>	<b>360</b>	<b>0,021</b>	<b>4,204</b>	<b>46</b>
0,200	0,176	0,021	0,864	151997,6338	360	0,020	1,387	46
0,250	0,220	0,021	0,553	121598,1471	360	0,019	0,455	46

D'après le tableau (III.7) le diamètre économique correspond à 160 mm et une vitesse acceptable de 1,345 m/s.

- Calcul des pertes de charge dans la vanne  $J_v$  :

$$J_v = 46 - 4,204 = \mathbf{41,796 \text{ m}}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{v^2} = 41,796 * \frac{2 * 9,81}{(1,345)^2} \quad \xi = 453$$

- Calcul de l'angle de la vanne  $\theta^\circ$  :

Pour  $\xi = 453$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta^\circ$  sera de  $64^\circ$

**III.7.1.8. Tronçon tampon-R6**

**Données :**  $Q = 0,023 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $L = 3087 \text{ m}$ ,  $H_g = CR(RT) - CTP(R6) = 468 - 454 = 14 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.3) et (III.4), on trouve :  $D_{\min} = 0,139 \text{ m}$ ,  $D_{\max} = 0,242 \text{ m}$ .

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

**Tableau (III.8) : calcul des pertes de charge totales du tronçon tampon-R6**

$D_{\text{ext}}$ (m)	$D_{\text{int}}$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V$ (m/s)	$Re$	$L$ (m)	$\lambda$	$H_t$ (m)	$H_g$ (m)
0,160	0,141	0,023	1,474	207796,9011	3087	0,021	43,244	14
0,200	0,176	0,023	0,946	166473,6537	3087	0,020	14,271	14
<b>0,250</b>	<b>0,220</b>	<b>0,023</b>	<b>0,605</b>	<b>133178,923</b>	<b>3087</b>	<b>0,019</b>	<b>4,676</b>	<b>14</b>

D'après le tableau (III.8) le diamètre économique correspond à 250 mm et une vitesse acceptable de 0,605 m/s.

- Calcul des pertes de charge dans la vanne  $J_v$  :

$$J_v = 14 - 4,676 = 9,324 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  :

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{v^2} = 9,324 * \frac{2 * 9,81}{(0,605)^2} \quad \xi = 500$$

- Calcul de l'angle de la vanne  $\theta^\circ$  :

Pour  $\xi = 500$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta^\circ$  sera de  $68^\circ$

### III.7.2. Partie adduction par refoulement

#### III.7.2.1. Tronçon SRI-SR2

**Données :**  $Q = 0,19 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $L = 1200 \text{ m}$ ,  $H_g = \text{CTP}(\text{SR2}) - \text{CR}(\text{SR1}) = 361 - 178 = 183 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :  $D_1 = 0,436 \text{ m}$ ,  $D_2 = 0,654 \text{ m}$ .

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 450, 500, 600 et 700 mm.

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

**Tableau (III.9) :** calcul de la Hmt du tronçon SRI-SR2

D(m)	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	Re	L(m)	$\lambda$	H <sub>t</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)	H <sub>mt</sub> (m)
0,45	0,19	1,195	537862,703	1200	0,020	4,185	183	187,185
0,5	0,19	0,968	484076,433	1200	0,015	2,246	183	185,246
0,6	0,19	0,672	403397,028	1200	0,015	0,873	183	183,873
0,7	0,19	0,494	345768,881	1200	0,014	0,459	183	183,459

**Tableau (III.10) :** calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SRI-SR2

D(m)	P (K, W)	E (K,W,h)	F <sub>exp</sub> (DA/K,W,h)	Prix (DA/ml)	A	F <sub>am</sub> (DA)
0,45	498,420	3638476,889	16991645,04	15300	0,094	1719942,383
0,5	493,258	3600782,997	16815656,59	19600	0,094	2203324,383
0,6	489,601	3574088,359	16690992,64	20300	0,094	2282015,058
0,7	488,500	3566051,395	16653460,01	24000	0,094	2697948,837



**Tableau (III.11) : calcul du bilan du tronçon SR1-SR2**

<b>D (m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA/K,W,h)</b>	<b>F<sub>am</sub> (DA)</b>	<b>Bilan (DA)</b>
<b>0,45</b>	<b>1,195</b>	<b>16991645,04</b>	<b>1719942,383</b>	<b>18711587,43</b>
0,5	0,968	16815656,59	2203324,383	19018981,48
0,6	0,672	16690992,64	2282015,058	18973007,7
0,7	0,494	16653460,01	2697948,837	19351408,85

D'après le tableau (III.11) on trouve que le diamètre le plus économique est 450 mm avec une vitesse acceptable de 1.195 m/s.

### III.7.2.2. Tronçon SR2-RT

**Données :**  $Q = 0,19 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $L = 1100 \text{ m}$ ,  $H_g = \text{CTP}(\text{RT}) - \text{CR}(\text{SR2}) = 472 - 357 = 115 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :  $D_1 = 0,436 \text{ m}$ ,  $D_2 = 0,654 \text{ m}$ .

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 450, 500, 600 et 700 mm

**Tableau (III.12) : calcul de la Hmt du tronçon SR2-tampon**

<b>D(m)</b>	<b>Q(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>L(m)</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>H<sub>t</sub>(m)</b>	<b>H<sub>g</sub>(m)</b>	<b>Hmt(m)</b>
0,45	0,19	1,195	537862,703	1100	0,020	3,836	115	118,836
0,5	0,19	0,968	484076,433	1100	0,015	2,059	115	117,059
0,6	0,19	0,672	403397,028	1100	0,015	0,800	115	115,800
0,7	0,19	0,494	345768,881	1100	0,014	0,421	115	115,421

**Tableau (III.13) : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR2-tampon**

<b>D(m)</b>	<b>P (K, W)</b>	<b>E (K,W,h)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA/K,W,h)</b>	<b>Prix (DA/ml)</b>	<b>A</b>	<b>F<sub>am</sub> (DA)</b>
0,45	316,427	2309917,528	10787314,86	15300	0,094	1576613,851
0,5	311,695	2275373,043	10625992,11	19600	0,094	2019714,476
0,6	308,343	2250902,959	10511716,82	20300	0,094	2091847,136
0,7	307,334	2243535,741	10477311,91	24000	0,094	2473119,767

**Tableau (III.14) : calcul du bilan du tronçon SR2-tampon**

<b>D<sub>ext</sub>(m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA/K,W,h)</b>	<b>F<sub>am</sub> (DA)</b>	<b>Bilan (DA)</b>
<b>0,45</b>	<b>1,195</b>	<b>10787314,86</b>	<b>1576613,851</b>	<b>12363928,71</b>
0,5	0,968	10625992,11	2019714,476	12645706,59
0,6	0,672	10511716,82	2091847,136	12603563,96
0,7	0,494	10477311,91	2473119,767	12950431,68

D'après le tableau (III.14) on trouve que le diamètre le plus économique est 450 mm avec une vitesse acceptable de 1,195 m/s.

### III.7.2.3. Tronçon SR4-R7

**Données :**  $Q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $L = 900 \text{ m}$ ,  $H_g = \text{CTP}(R7) - \text{CR}(SR4) = 499 - 410 = 89 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :  $D_1 = 0,158 \text{ m}$ ,  $D_2 = 0,237 \text{ m}$ .

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

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

**Tableau (III.15) : calcul de la Hmt du tronçon SR4-R7**

<b>D<sub>ext</sub> (m)</b>	<b>D<sub>int</sub> (m)</b>	<b>Q(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>L(m)</b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b>H<sub>t</sub>(m)</b>	<b>H<sub>g</sub>(m)</b>	<b>Hmt(m)</b>
0,16	0,141	0,025	1,602	225866,197	900	0,021	17,99	89	106,993
0,20	0,176	0,025	1,028	180949,624	900	0,020	5,397	89	94,397
0,25	0,220	0,025	0,658	144759,699	900	0,019	1,710	89	90,710

**Tableau (III.16) : calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR4-R7**

<b>D<sub>ext</sub>(m)</b>	<b>P (K, W)</b>	<b>E (K,W,h)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA/K,W,h)</b>	<b>Prix (DA/ml)</b>	<b>A</b>	<b>F<sub>am</sub> (DA)</b>
0,16	34,532	252085,5096	1177239,33	1382,45	0,094	116555,6053
0,20	32,179	234912,109	1097039,549	2162,92	0,094	182357,7343
0,25	31,498	229935,4629	1073798,612	3357,81	0,094	283099,987

**Tableau (III.17) : calcul du bilan du tronçon SR4-R7**

<b>D<sub>ext</sub>(m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA/K,W,h)</b>	<b>F<sub>am</sub> (DA)</b>	<b>Bilan (DA)</b>
0,16	1,602	1177239,33	116555,6053	1293797,935
<b>0,20</b>	<b>1,028</b>	<b>1097039,549</b>	<b>182357,7343</b>	<b>1279397,283</b>
0,25	0,658	1073798,612	283099,987	1356898,599

D'après le tableau (III.17) on trouve que le diamètre le plus économique est 200 mm avec une vitesse acceptable de 1,028 m/s.

**III.7.2.4. Tronçon SR3-R3**

**Données :**  $Q = 0,022 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $L = 2500 \text{ m}$ ,  $H_g = \text{CTP}(R3) - \text{CR}(SR3) = 607 - 418 = 189 \text{ m}$ .

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :  $D_1 = 0,148 \text{ m}$ ,  $D_2 = 0,222 \text{ m}$ .

Le PEHD (PN20) comme matériau, donc les diamètres normalisés sont : 160, 200 et 250 mm.

Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (5)

**Tableau (III.18) :** calcul de la Hmt du tronçon SR3-R3

$D_{\text{ext}}$ (m)	$D_{\text{int}}$ (m)	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	$V(\text{m/s})$	$R_e$	$L(\text{m})$	$\lambda$	$H_t(\text{m})$	$H_g(\text{m})$	$H_{\text{mt}}(\text{m})$
0,16	0,124	0,022	1,823	226011,917	2500	0,022	67,807	189	256,807
0,20	0,155	0,022	1,166	180809,534	2500	0,021	22,657	189	211,657
0,25	0,194	0,022	0,745	144461,225	2500	0,019	7,581	189	196,581

**Tableau (III.19) :** calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SR3-R3

$D_{\text{ext}}(\text{m})$	$P$ (K, W)	$E$ (K,W,h)	$F_{\text{exp}}$ (DA/K,W,h)	Prix (DA/ml)	A	$F_{\text{am}}$ (DA)
0,16	64,116	468046,1607	2185789,58	2423,58	0,094	5757,099626
0,2	60,224	439638,4644	2053111,629	3793,42	0,094	888407,3851
0,25	58,929	430182,1802	2008950,781	5900,88	0,094	1381968,084

**Tableau (III.20) :** calcul du bilan du tronçon SR4-R7

$D_{\text{ext}}(\text{m})$	$V$ (m/s)	$F_{\text{exp}}$ (DA/K,W,h)	$F_{\text{am}}$ (DA)	Bilan (DA)
0,16	1,823	2185789,58	5757,099626	2191546,68
<b>0,2</b>	<b>1,166</b>	2053111,629	888407,3851	<b>2941519,014</b>
0,25	0,745	2008950,781	1381968,084	3390918,866

D'après le tableau (III.20) on trouve que le diamètre le plus économique est 200 mm avec une vitesse acceptable de 1,166 m/s.

**III.8. Récapitulatif des résultats**

Les récapitulatif des résultats est illustré sur la figure (III.2) qui présente le schéma général d'adduction proposé

### III.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé les différents paramètres pour une étude technico-économique des conduites d'adduction, en optant pour le PEHD et la fonte ductile.

Les diamètres retrouvés sont mentionnés dans le tableau suivant

*Tableau (III.21) : les diamètres retrouvés*

Tronçon	Paramètre		Matériaux
	D (m)	L (m)	
<b>PK-SR1</b>	0,500	620	Fonte ductile
<b>RT-SR4</b>	0,315	3940	PEHD
<b>RT-R1</b>	0,090	673	PEHD
<b>RT-R2</b>	0,250	600	PEHD
<b>R3-R4</b>	0,090	100	PEHD
<b>R3-R5</b>	0,063	100	PEHD
<b>RT-SR3</b>	0,160	360	PEHD
<b>RT-R6</b>	0,250	3087	PEHD
<b>SR1-SR2</b>	0,450	1200	Fonte ductile
<b>SR2-RT</b>	0,450	1100	Fonte ductile
<b>SR4-R7</b>	0,200	900	PEHD
<b>SR3-R3</b>	0,200	2500	PEHD

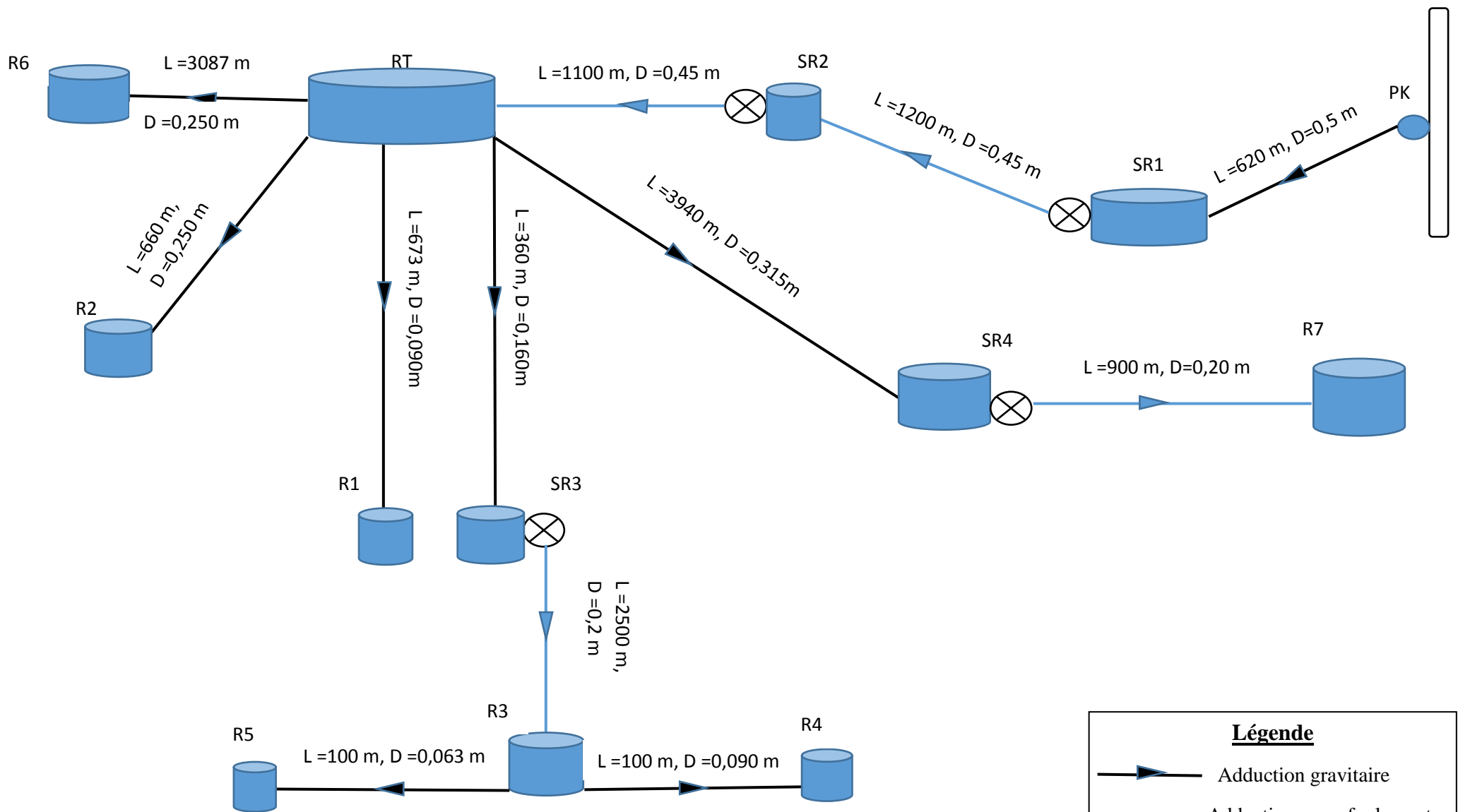
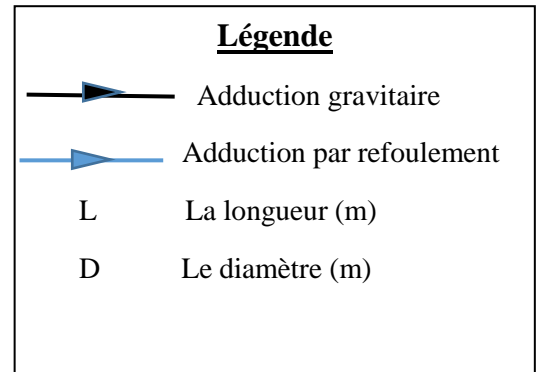


Fig (III.2) : Schéma général d'adduction





## IV.1. Introduction

Le but de ce présent chapitre est de faire une étude exhaustive des pompes. Ces dernières sont définies comme des appareils permettant un transfert d'énergie entre un fluide et un dispositif mécanique convenable, alors il faudrait que la pompe aspire le fluide d'une région à basse pression et la refouler à haute pression pour déclencher le mécanisme de transformation qui est de l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

## IV.2. Choix des pompes

Le choix du type des pompes à installer se fait de façon à [8] :

- Assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique totale ;
- Assurer un rendement maximum ;
- Une vitesse de rotation importante ;
- Vérifier la condition de non cavitation.

Pour les différentes stations de reprise existantes dans la zone d'étude, notre choix se portera sur les pompes centrifuges à axe horizontal multicellulaires vue qu'elles s'utilisent pour les hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètre.

## IV.3. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

### IV.3.1. Hauteur manométrique (H<sub>mt</sub>)

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit :

$$\mathbf{H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref}} \quad \mathbf{(IV.1)}$$

Avec :

- $J_{asp}$  : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- $J_{ref}$  : Pertes de charge au refoulement en (m).

### IV.3.2. Le débit (Q)

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

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

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps.

#### IV.3.4. Les puissances

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

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Sa loi est déjà définie dans le chapitre (III).

##### IV.3.4.2. La puissance utile ( $P_u$ )

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

$$P_u = g \cdot H_{mt} \cdot Q \quad (\text{IV.2})$$

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

C'est le rapport entre la puissance utile  $P_u$  et la puissance absorbée par la pompe  $P_a$ , noté  $\eta$

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (\text{IV.3})$$

### IV.4. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

#### IV.4.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »

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

#### IV.4.2. La courbe rendement-débit « $\eta = f(Q)$ »

Elle présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

#### IV.4.3. La courbe des puissances absorbées-débit « $P_a = f(Q)$ »

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

### IV.5. Le point de fonctionnement d'une pompe

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

$$H_c = H_g + R \cdot Q^2 \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

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



Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications à savoir :

#### IV.5.1. Première variante : modification du temps de pompage

Consiste à chercher le nouveau temps de pompage à l'aide de la formule suivante :

$$Q * T = 20 * Q_1 \quad (\text{IV.5})$$

D'où :

$$T' = \frac{20 * Q_1}{Q} \quad (\text{IV.6})$$

#### IV.5.2. Deuxième variante : 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 :

$$P_a = \frac{g * Q_1 * H'}{\eta} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \quad (\text{IV.8})$$

Où :

- $H'$  : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe ;
- $h$  : Perte de charge engendré par vannage en (m).

#### IV.5.3. Troisième variante : 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  $P_1$  ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point  $P_2$  ( $Q_2, H_2$ ) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré.

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

- $m$ : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage ( $r$ ) sera

$$r = (1-m) * 100 (\%) \quad (\text{IV.10})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{IV.11})$$

#### IV.5.4. Quatrième variante: variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée. On cherche alors la vitesse  $N'$ , en traçant une parabole d'équation  $H = a \cdot Q^2$  passant par l'origine et par le point  $P_1 (Q_1, H_1)$  et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point  $P_3 (Q_3, H_3)$ .

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \cdot \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{tr/min}) \quad (\text{IV.12})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{IV.13})$$

#### IV.6. Etude de cavitation

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

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

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r \quad (\text{IV.14})$$

➤ pour l'alimentation en charge

$$(\text{NPSH})_d = (P_0 / (g \cdot \rho)) + H_a - (J_a + T_v) \quad (\text{IV.15})$$

➤ Pour l'alimentation en depression

$$(\text{NPSH})_d = (P_0 / (g \cdot \rho)) - H_a - (J_a + T_v) \quad (\text{IV.16})$$

Avec:

- $H_a$  : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- $J_a$  : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- $P_0$  : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- $T_v$  : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée. Dans notre étude on prend  $T = 20^\circ\text{C}$ .

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

<b>T(C°)</b>	00	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.7. Choix des pompes du projet

Dans notre étude, nous avons 4 pompes à choisir, à savoir :

- ✓ La pompe de la SR1 qui assure le refoulement vers la SR2
- ✓ La pompe de la SR2 qui assure le refoulement vers RT
- ✓ La pompe de la SR4 qui assure le refoulement vers R7
- ✓ La pompe de la SR3 qui assure le refoulement vers R3

### IV.7.1. La station de reprise SR4

⇒ **Caractéristiques de la conduite :**  $Q = 25,16 \text{ l/s}$ ,  $H_g = 89 \text{ m}$ ,  $H_{mt} = 94,397 \text{ m}$ .

⇒ **Caractéristiques de la pompe :**

En consultant le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM80/2A) :

$Q = 25,2 \text{ l/s}$ ,  $H = 94,4 \text{ m}$ ,  $\eta = 75,6 \%$ ,  
 $P_a = 30,7 \text{ KW}$ ,  $(NPSH)_r = 3,83 \text{ m}$ ,  $N = 2900 \text{ tr/min}$ .

On Remarque que le point de fonctionnement (25,2 ; 94,4) coïncide avec le point désiré (25,16 ; 94,397), par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.

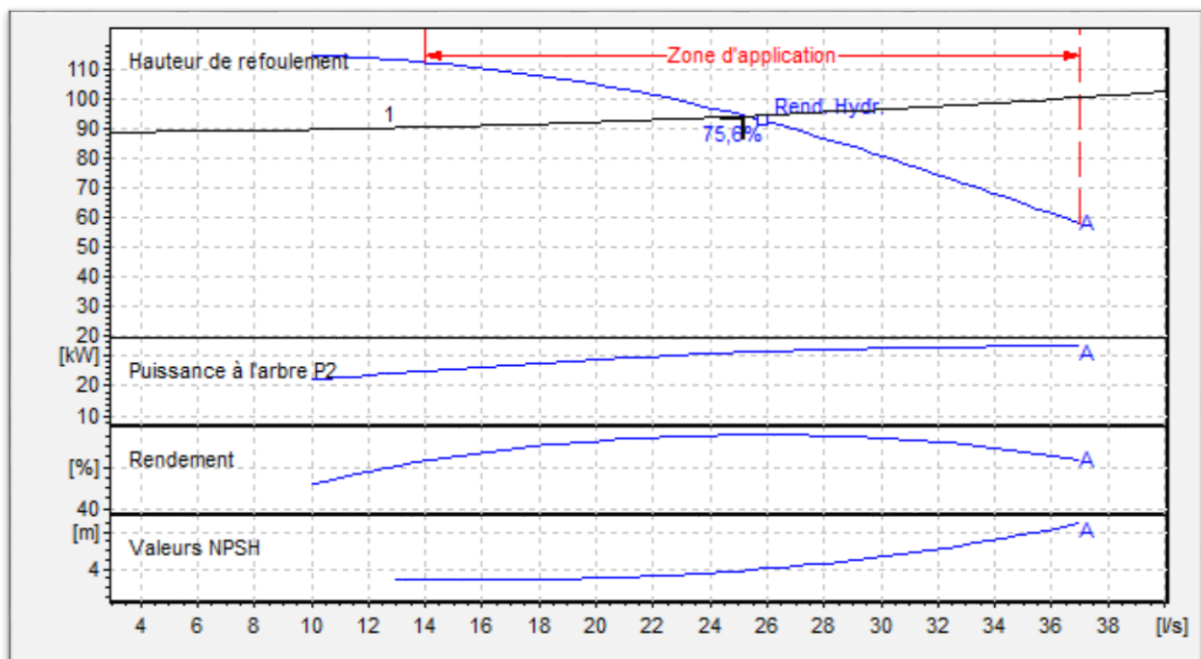


Fig (IV.1) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR4

⇒ **Etude de la cavitation**

$$(NPSH)_r = 3,83 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = (P_o / (g * \rho)) + H_a - (J_a + T_v), \text{ on fixe } H_a = 1 \text{ m et } J_a = 0 \text{ m (négligeable).}$$

$$D'où : (NPSH)_d = 10,33 + 1 - 0,238 = \mathbf{11,092 \text{ m.}}$$

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

**IV.7.2. La station de reprise SR1**

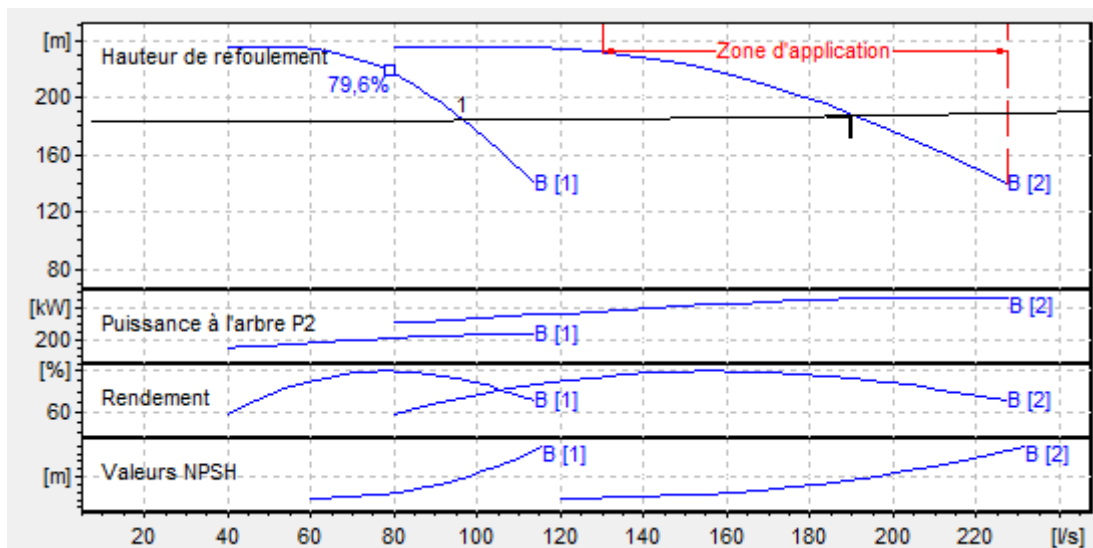
⇒ **Caractéristiques de la conduite :**  $Q = 190 \text{ l/s, } H_g = 183 \text{ m, } H_{mt} = 187,185 \text{ m.}$

⇒ **Caractéristiques de la pompe :**

En consultant le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal, mais il y'a pas une pompe disponible qui répond au débit demandé alors on installe deux pompes identiques en parallèle. Ces pompes seront de type (PM150/8B).

$Q = 95 \text{ l/s, } H = 187 \text{ m, } \eta = 76,4 \%, N = 1450 \text{ tr/min.}$   
 $P_a = 459 \text{ KW, } (NPSH)_r = 4,56 \text{ m,}$

On Remarque que le point de fonctionnement (190 ; 187) coïncide avec le point désiré (190 ; 187,185), par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.



**Fig (IV.2) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR1**

⇒ **Etude de la cavitation :**

$$(NPSH)_r = 4,56 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = (P_o / (g * \rho)) + H_a - (J_a + T_v), \text{ on fixe } H_a = 1 \text{ m et } J_a = 0 \text{ m (négligeable).}$$

$$D'o\grave{u} : (NPSH)_d = 10,33 + 1 - 0,238 = \mathbf{11,092 \text{ m.}}$$

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

**IV.7.3. La station de reprise SR2**

⇒ **Caractéristiques de la conduite :**  $Q = 190 \text{ l/s}$ ,  $H_g = 115 \text{ m}$ ,  $H_{mt} = 118,838 \text{ m}$ .

⇒ **Caractéristiques de la pompe :**

En consultant le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal, mais il y'a pas une pompe disponible qui répond au débit demandé alors on installe deux pompes identiques en parallèle. Ces pompes seront de type (PM150/6C).

$Q = 95 \text{ l/s}$ ,	$H = 119 \text{ m}$ ,	$\eta = 74,1 \%$ ,
$P_a = 308 \text{ KW}$ ,	$(NPSH)_r = 4,56 \text{ m}$ ,	$N = 1450 \text{ tr/min}$ .

On Remarque que le point de fonctionnement (190 ; 119) coïncide avec le point désiré (190 ; 118 ,838), par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.

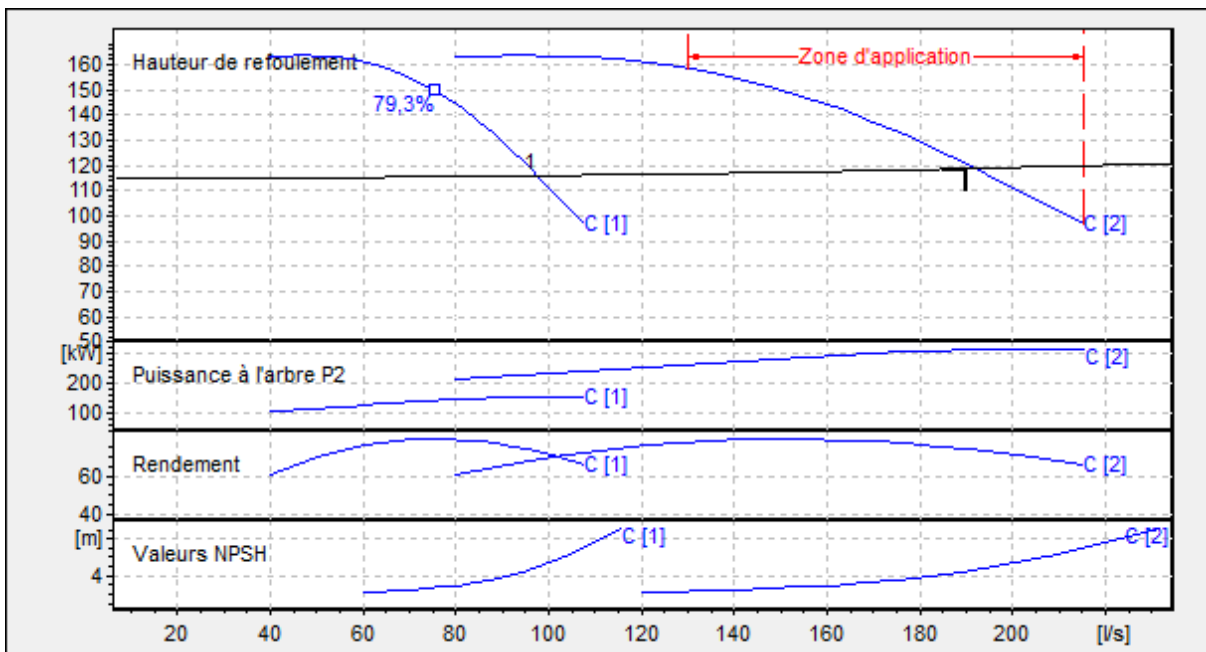


Fig (IV.3) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR2

⇒ **Etude de la cavitation**

$$(NPSH)_r = 4,56 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = (P_o / (g \cdot \rho)) + H_a - (J_a + T_v), \text{ on fixe } H_a = 1 \text{ m et } J_a = 0 \text{ m (négligeable).}$$

$$\text{D'où : } (NPSH)_d = 10,33 + 1 - 0,238 = \mathbf{11,092 \text{ m.}}$$

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

#### IV.7.4. La station de reprise SR3

⇒ **Caractéristiques de la conduite :**  $Q = 22 \text{ l/s}$ ,  $H_g = 189 \text{ m}$ ,  $H_{mt} = 236,708 \text{ m}$ .

⇒ **Caractéristiques de la pompe :**

En consultant le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM80/6B) :

$$\begin{array}{lll} Q = 23,9 \text{ l/s}, & H = 245 \text{ m}, & \eta = 75,2 \% \\ P_a = 74,9 \text{ KW}, & (NPSH)_r = 3,56 \text{ m}, & N = 2900 \text{ tr/min} \end{array}$$

On Remarque que le point de fonctionnement (23,9 ; 245) ne coïncide pas avec le point désiré (22 ; 237), par conséquent, cette pompe nécessite certaines modifications.

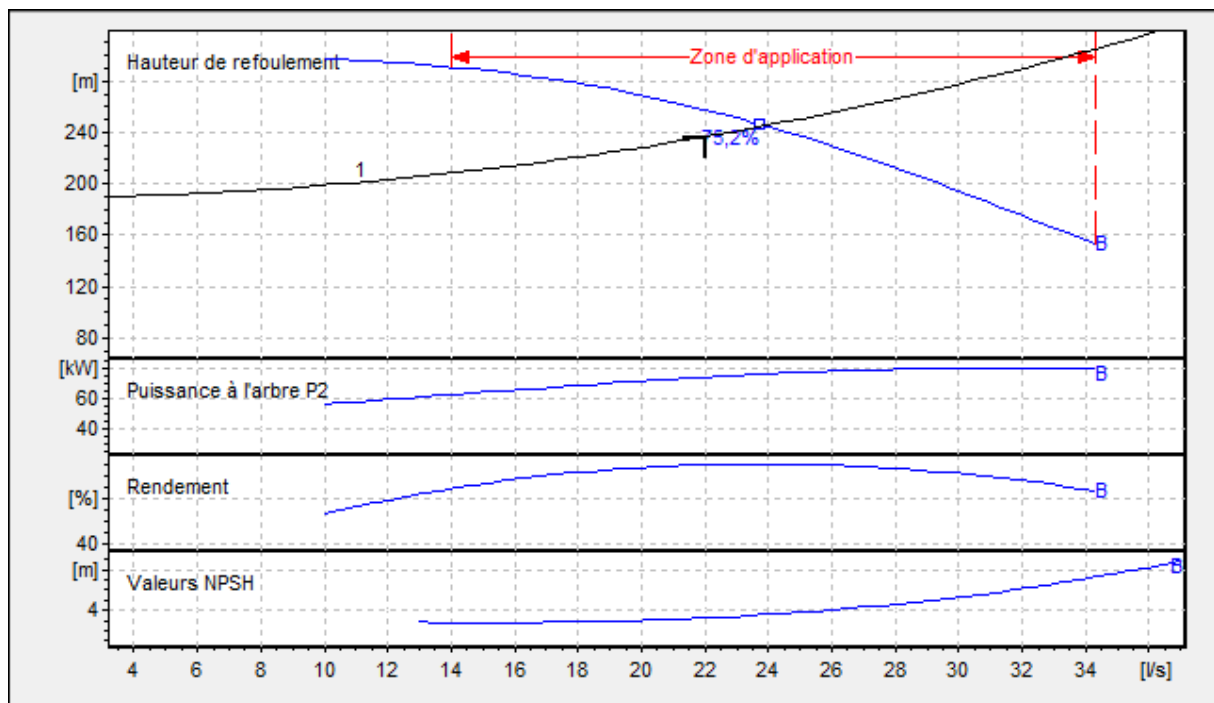


Fig (IV.4) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR3

⇒ **Etude des variantes**

Dans le but d'optimiser la modification qui sera apportée au fonctionnement de la pompe, nous étudions trois variantes à savoir : modification du temps de pompage, le vannage et la variation de la vitesse.

❖ Modification du temps de pompage :

$$Q \cdot T' = 20 \cdot Q_1 \longrightarrow T' = \frac{20 \cdot Q_1}{Q} = \frac{20 \cdot 22}{23,9} ;$$

**T' = 18,41 h**

$$P_a = \frac{g \cdot H \cdot Q}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 245 \cdot 0,0239}{0,752} ;$$

**P<sub>a</sub> = 76,39 KW**

❖ Le vannage :

$$h = H' - H_1 = 258 - 237 ;$$

**h = 21 m**

$$P_a = \frac{g \cdot H' \cdot Q'}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 258 \cdot 0,022}{0,749} ;$$

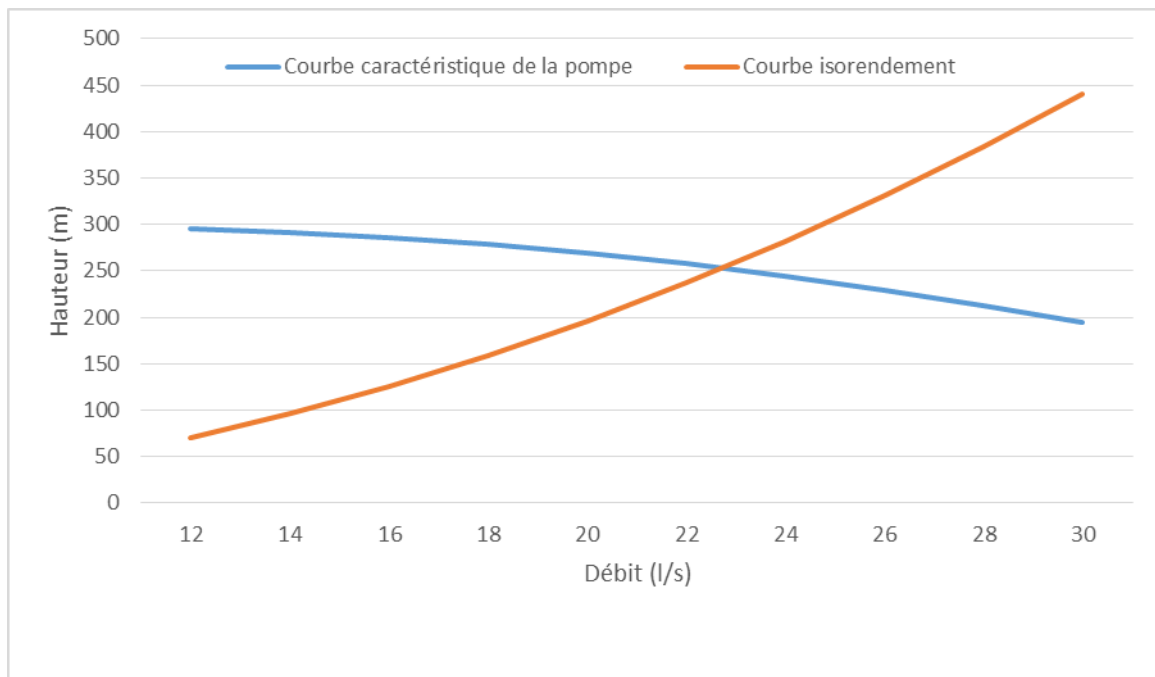
**P<sub>a</sub> = 74,34 KW**

❖ Variation de la vitesse :

$$N' = N \cdot \frac{Q_1}{Q_3}$$

$$H = a \cdot Q^2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \cdot Q^2 = 0,490 \cdot Q^2$$

Les résultats de calculs sont illustrés sur la figure (IV.5)



**Fig (IV.5) : La recherche graphique du point homologue du point désiré de la pompe SR3**

D'après la figure (IV.5) nous aurons :

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q_3} = 2900 * \frac{22}{23} \quad N' = 2774 \text{ tr/min}$$

$$P_a = \frac{g * H_1 * Q_1}{\eta} = \frac{9,81 * 237 * 0,022}{0,752} \quad P_a = 68,02 \text{ KW}$$

**Remarque :**

Notre choix se portera sur la variante de la vitesse de rotation qui présente une puissance minimale de 68,02 KW

⇒ **Etude de la cavitation**

$$(NPSH)_r = 3,56 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g * \rho)) + H_a - (J_a + T_v), \text{ on fixe } H_a = 1 \text{ m et } J_a = 0 \text{ m (négligeable).}$$

$$D'où : (NPSH)_d = 10,33 + 1 - 0,238 = \mathbf{11,092 \text{ m.}}$$

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

## IV.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal pour les quatre stations de reprise.

A l'aide du catalogue Caprari, nous avons déterminé les pompes donnant le meilleur rendement, et nous avons apporté des modifications à la pompe de la troisième station de reprise pour assurer son bon fonctionnement. Enfin nous avons achevé nos calculs par une vérification de la non cavitation des pompes.



## V.1. Introduction

On appelle un coup de béliet, un phénomène qui résulte d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci (la conduite). Il est donc important de prévoir et étudier ce phénomène qui se manifeste par la propagation d'onde de suppression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite. Afin de réduire l'effet de ce phénomène, on utilise des dispositifs spéciaux suivi par un dimensionnement correct.

## V.2. Causes du coup de béliet

Le coup de béliet est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes [9] :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement ;
- Démarrage d'une pompe ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Fermeture ou ouverture d'un robinet d'isolement.

## V.3. Les dispositifs de protection

Les dispositifs de protection contre le coup de béliet sont les suivants [9] :

### V.3.1. Les volants d'inertie

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens, grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

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

### V.3.2. Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace.

### V.3.3. Réservoir d'air

Un réservoir à air comprimé est un récipient fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de béliet.

### V.3.4. Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir débouchant à l'air libre permettant de protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions.

### V.3.5. Les ventouses

Le rôle principal des ventouses est l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettre aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsque l'on procède à leur vidange.

## V.4. Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

### V.4.1. La valeur numérique du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K \cdot D}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

Avec:

- $K_c$ : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- $D$  : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- $e$  : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

- $K = 83$  pour le PEHD ;
- $K = 0,6$  pour la fonte ductile.

#### ➤ 1<sup>er</sup> Cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps  $T_f$ , tel que :  $T_f < \frac{2 \cdot L}{a}$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

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

- La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_{sr} = H_0 + B \quad (\text{V.3})$$

- la valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{V.4})$$

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10 \quad (V.5)$$

Avec :

- $H_g$  : La hauteur géométrique de refoulement ;
- 10 : La pression atmosphérique.

➤ **2<sup>eme</sup> Cas : Fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps  $T_f$ , tel que :  $T_f > \frac{2*L}{a}$

La valeur numérique maximale du coup de bélier est calculée comme suit :

$$B = \frac{2*L*V_0}{g*T_f} \quad (V.6)$$

Avec :

- L : La longueur de la conduite (m) ;
- $T_f$  : Temps de fermeture de la vanne (s).

**Remarque :**

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

## V.5. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons du refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier pour les tronçons (SR1-SR2), (SR2-RT), (SR4-R7) et (SR3-R3) sont représentées dans le tableau suivant :

*Tableau (V.1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier*

Tronçon	Caractéristiques des conduites									
	D (mm)	e (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>g</sub> (mm)	H <sub>0</sub> (m)	a (m/s)	B (m)	H <sub>sr</sub> (m)	H <sub>d</sub> (m)	PNS (bar)
<b>SR1- SR2</b>	450	7,8	1,195	183	193	1095,174	133,408	326,408	59,592	40
<b>SR2- RT</b>	450	7,8	1,195	115	125	1095,174	133,408	258,408	<b>-8,408</b>	40
<b>SR4-R7</b>	200	11,9	1,028	89	99	277,162	29,044	<b>128,044</b>	69,956	10
<b>SR3-R3</b>	200	22,4	1,166	189	199	396,753	47,157	<b>246,157</b>	151,843	<b>20</b>

### V.5.1. Constatation des résultats

D'après ces résultats, on constate que :

- ✓ Au long des conduites SR4-R7, SR3-R3, il existe des surpressions ;
- ✓ La conduite SR2-RT subit une dépression.

Pour cela, on optera pour un réservoir d'air pour les avantages qu'ils représentent en termes d'économie et d'efficacité.

### V.5.2. Méthode de calcul du 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 la dépression maximale dans la conduite,

#### V.5.2.1. Principe de calcul du réservoir d'air

Les étapes à suivre pour le dimensionnement du réservoir d'air sont les suivantes :

- 1) Les temps se suivent selon les valeurs de

$$T_f = \frac{2 \cdot L}{a} \quad (\text{V.7})$$

- 2) Variation du volume d'air

$$\Delta U = S \times V_m \times \theta \quad (\text{V.8})$$

Avec :

- $\Delta U$  : Variation du volume d'air ( $\text{m}^3$ ) ;
- $S$  : Section de la conduite ( $\text{m}^2$ ) ;
- $\theta$  : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite ;
- $V_m$  : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.

- 3) Le volume d'air comprimé

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \quad (\text{V.9})$$

- +  $\Delta U_i$  : lorsque le réservoir d'air se vide ;
- $\Delta U_i$  : lorsque le réservoir d'air se remplit.

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

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad (\text{V.10})$$

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 mont e de l'eau :

A la mont e de l'eau. On a un coefficient de débit de 0,92

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K \quad (\text{V.11})$$

Avec:

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

$$d' = 0,92 d \quad (\text{V.12})$$

$d$  sera choisi pour que  $K$  reste compris entre 15 et 20

## ❖ Cas de la descente de l'eau :

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

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 * \frac{D^2}{d^2} \quad (\text{V.13})$$

Avec :

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

## 6) Calcul des pertes de charge

## ❖ Cas de la mont e de l'eau :

$$\Delta h_1 = C * \frac{V^2}{2 * g} \quad (\text{V.14})$$

$$C = f(m')$$

Avec:

$$m' = \frac{(0,92 * d)^2}{\phi^2} \quad (\text{V.15})$$

La valeur de  $C$  est lue sur l'abaque (Annexe (11)).

## ❖ Cas de la descente de l'eau :

$$\Delta h_2 = C' * \frac{V^2}{2 * g} \quad (\text{V.16})$$

$$C' = f(m'')$$

Avec :

$$m'' = \frac{1}{2} * \frac{d^2}{\phi^2} \quad (\text{V.17})$$

La valeur de C' est lue sur l'abaque (Annexe (11)).

### V.5.3. Application du calcul

#### V.5.3.1. Tronçon SR4-R7

On dispose d'une tuyère de diamètre  $d = 50 \text{ mm}$  qui est incorporée dans une tubulure de diamètre  $\phi = 110 \text{ mm}$ .

Les caractéristiques de la tuyère sont :

$$\text{❖ Montée de l'eau : } K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0,92*d)^2} = \frac{(0,2)^2}{(0,92*0,05)^2} = 18,90$$

Donc,  $K = 19$ . Compris entre 15 et 20, d'où la condition pour  $K$  est vérifiée.

$$\text{Par ailleurs, } m' = \frac{(0,92*d)^2}{\phi^2} = \frac{(0,92*0,05)^2}{(0,110)^2} = 0,17 ; \quad m' = \mathbf{0,17}$$

A partir de l'annexe (11), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge « c » dans la tuyère. Ce qui nous donne  $c = \mathbf{0,67}$ .

D'où la perte de charge correspondant au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = C * \frac{V_1^2}{2*g} ; \quad \Delta h_1 = \mathbf{0,67} * \frac{V_1^2}{2*g}$$

$$\text{❖ Descente de l'eau : } K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{2*D^2}{d^2} = \frac{2*(0,2)^2}{0,05^2} = 32, \text{ ce qui donne } V_2 = K' * V_f = 32 * V_f$$

$$\text{Par ailleurs, } m'' = \frac{1}{2} * \frac{d^2}{\phi^2} = \frac{1}{2} * \frac{(0,05)^2}{(0,110)^2} = 0,10 ; \quad m'' = \mathbf{0,10}$$

A partir de l'annexe (11), on aura la valeur du coefficient de perte de charge  $C' = 0,82$  d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C' * \frac{V_2^2}{2*g} ; \quad \Delta h_2 = \mathbf{0,82} * \frac{V_2^2}{2*g}$$

$$\text{❖ Variation du volume d'air: } \Delta U = S * \theta * V_m$$

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2*900}{277,162} = 6,49 \text{ s} \quad \text{et} \quad \Delta U = 0,204 * V_m$$

#### ❖ Résultats de calcul du réservoir d'air :

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR4-R7 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (V.2) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (V.1)

Tableau (V.2) : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR4-R7

Données de l'Adductif		Résultat:		Données du Réservoir d' :	
Diametre	0,2 m	Vitesse	0,79617834 m/s	Volume U <sub>a</sub>	0,4 m <sup>3</sup>
Débit	0,025 m <sup>3</sup> /s	Section	0,0314 m <sup>2</sup>	K PDC entr	42,8 Vf <sup>2</sup>
H géomet	89 m	Célérité a	260,593279 m/s	K PDC sort	12,33 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond	900 m	B	21,1497171 m	Exposant	1,4
coef. K	83	Hmax	110,149717 m	Pression de l'a	
Epaisseur e	0,0119 m	Hmin	67,8502829 m	pres. air Z	
C Haz Will	98,1	periode θ	6,90731552 s	28,9413549 /U <sup>α</sup>	
Résultats des variations du volume d'		Ho	99 m	Résultats des pressio	
Umax	0,48957167 m <sup>3</sup>	PDC δ	5,38422505 m	Surpressio	
Umin	0,39020913 m <sup>3</sup>	a/g	26,5640447 s	Dépressio	
				9,01895167 m	
				20,3469328 m	

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,4	104,384225	0	104,384225	5,38422505	99	0,79617834	0	0	
6,90731552	0,08957167	0,48957167	78,6640071	0,01093986	78,6530672	0,0122559	78,6408113	0,02975934	0,41298259	0,02978684	-2,749E-05
13,814631	-0,0515321	0,43803961	91,9179052	10,9141286	102,832034	2,31693026	105,148964	-0,5051827	-0,2375957	-0,5049782	-0,0002045
20,7219466	-0,0478305	0,39020913	108,069329	0,05037772	108,018952	0,05040726	107,968544	0,06391393	-0,220529	0,06392014	-6,211E-06
27,6292621	0,0336933	0,42390244	96,237998	0,75087197	95,487126	0,61516869	94,8719573	0,24613398	0,15534764	0,24677514	-0,0006412
34,5365776	0,01286434	0,43676677	92,2931414	0,70287452	92,9960159	0,18278642	93,1788023	-0,1284039	0,05931281	-0,1281495	-0,0002543
41,4438931	-0,0315147	0,4052521	102,495189	1,12957585	103,624764	0,28361862	103,908383	-0,1627667	-0,1453028	-0,162456	-0,0003106
48,3512086	-0,0012318	0,40402034	102,932931	0,28150001	102,651431	0,24799174	102,403439	0,1501308	-0,0056792	0,15109763	-0,0009668
55,2585242	0,02630796	0,4303283	94,2321247	0,10321942	94,1289052	0,09794072	94,0309645	0,09119412	0,12129651	0,09149538	-0,0003013
62,1658397	-0,0065433	0,42378499	96,2753396	0,98668053	97,2620201	0,25023185	97,512252	-0,1518707	-0,0301688	-0,1518331	-3,757E-05
69,0731552	-0,0209041	0,40288091	103,340722	0,07169863	103,412421	0,0220769	103,434498	-0,0409406	-0,0963812	-0,0409292	-1,141E-05
75,9804707	0,01038839	0,4132693	99,7223384	0,23048843	99,4918499	0,20607879	99,2857711	0,13675327	0,04789711	0,13672345	2,9812E-05
82,8877863	0,01451424	0,42778354	95,0178417	0,0003559	95,0181976	0,00016228	95,0183598	-0,0023772	0,0669199	-0,0028837	0,00050641
89,7951018	-0,0129759	0,4148076	99,2049787	0,58359852	99,7885773	0,15387101	99,9424483	-0,1167872	-0,0598274	-0,1167711	-1,617E-05
96,7024173	-0,0086542	0,40615344	102,176886	0,01685118	102,160035	0,01828436	102,141751	0,03696192	-0,0399012	0,03696865	-6,73E-06

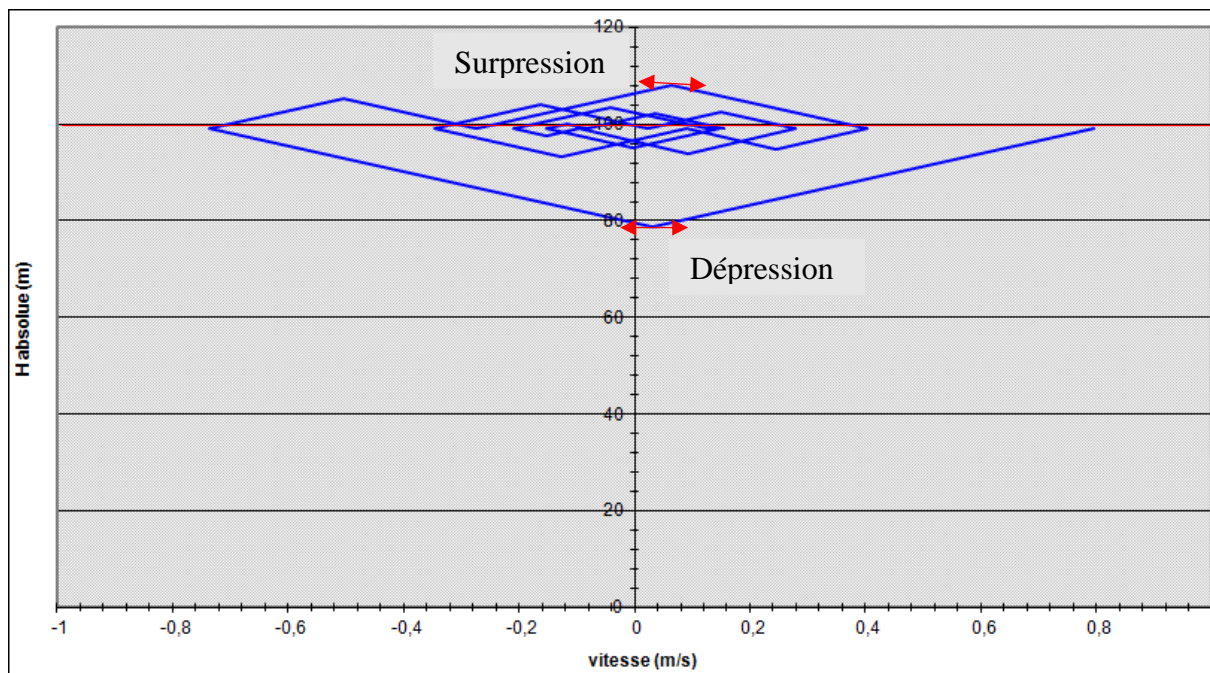
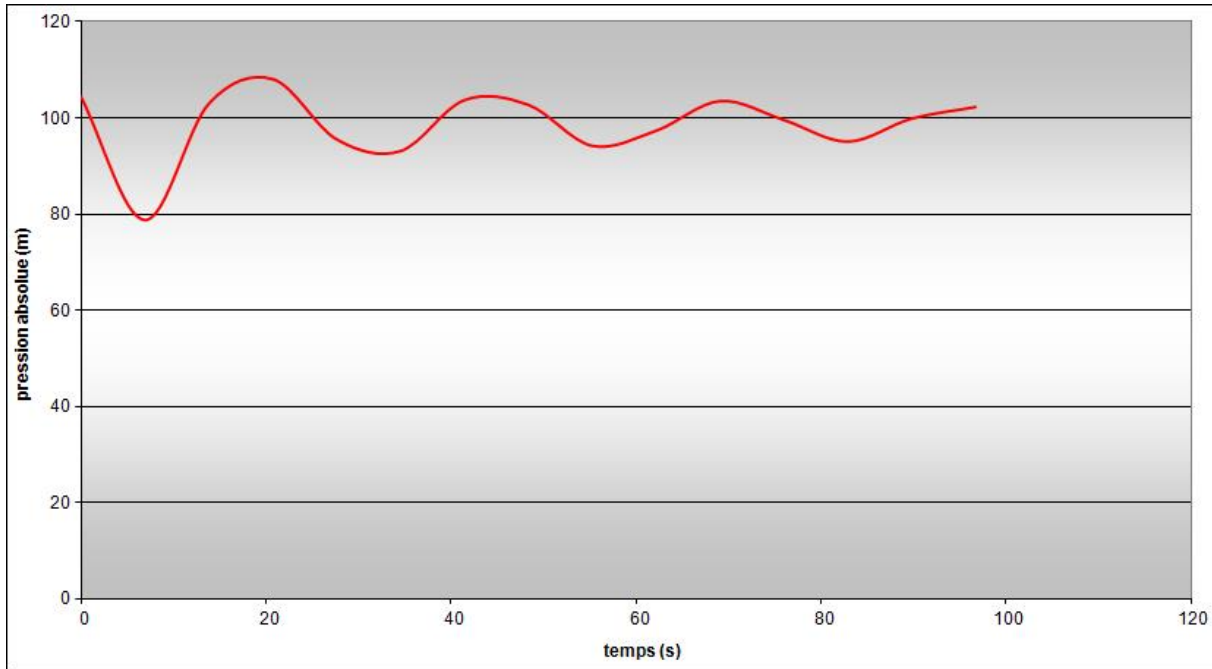


Fig (V.1) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR4-R7

❖ **Interprétation des résultats** : on remarque que :

- ◆ Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **20,35 m**. le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0,49 m<sup>3</sup>**.
- ◆ La surpression est de **9,02 m**, le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0,39 m<sup>3</sup>**.

Par ailleurs, la figure (V.2) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.



*Fig (V.2) : Variation de la pression absolue pour le tronçon SR4-R7*

❖ **Dimensionnement du réservoir d'air** :

A partir du tableau (V.1), on a le volume maximal d'air de l'ordre **0,49 m<sup>3</sup>**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume total du réservoir anti-bélier pour le tronçon SR4-R7, tel que :  $V_t = 1,2 \times U_{\max} = 1,2 \times 0,49 = \mathbf{0,588 \text{ m}^3}$   
On optera alors pour un réservoir de **0,6 m<sup>3</sup> (600 l)**.

### V.5.3.2. Tronçon SR3-R3

On prend les mêmes dimensions pour la tuyère que le cas précédent (SR4-R7). Donc une tuyère d'un diamètre **d= 50 mm** dans une tubulure de diamètre **ϕ= 110 mm**. D'où on aura :

- ❖ **Montée de l'eau** : la perte de charge est :  $\Delta h_1 = \mathbf{0,67} * \frac{V_1^2}{2 * g}$
- ❖ **Descente de l'eau** : la perte de charge est :  $\Delta h_2 = \mathbf{0,82} * \frac{V_2^2}{2 * g}$
- ❖ **Variation du volume d'air** :  $\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 * 2500}{396,753} = 12,60 \text{ s}$  ;  $\Delta U = 0,396 * V_m$
- ❖ **Résultat de calcul du réservoir d'air** : les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR3-R3 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (V.3) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (V.3).



Tableau (V.3) : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR3-R3

Données de l'Adductic		Résultat:		Données du Réservoir d' :	
Diametre	0,2 m	Vitesse	0,70063694 m/s	Volume U•	0,7 m <sup>3</sup>
Débit	0,022 m <sup>3</sup> /s	Section	0,0314 m <sup>2</sup>	K PDC entr	42,8 Vf <sup>2</sup>
H géomet	189 m	Célérité a	352,366403 m/s	K PDC sort	12,33 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond	2500 m	B	25,1662507 m	Exposant	1,4
coef. K	83	Hmax	214,166251 m	Pression de l'a	
Epaisseur e	0,0224 m	Hmin	163,833749 m	pres. air Z	
C Haz Will	82	periode θ	14,1897751 s	130,763225 /U <sup>4</sup>	
Résultats des variations du volume d'		H0	199 m	Résultats des pressior	
Umax	0,83244992 m <sup>3</sup>	PDC δ	16,4509264 m	Surpressio	
Umin	0,7 m <sup>3</sup>	a/g	35,9191033 s	Dépressio	
				13,4404005 m	
				29,4801978 m	

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -> Δh -> δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,7	215,450926	0	215,450926	16,4509264	199	0,70063694	0	0	
14,1897751	0,13244992	0,83244992	169,037965	0,4818371	169,519802	0,49886835	170,018671	-0,1062131	0,2972669	-0,1061031	-0,0001099
28,3795501	-0,1097665	0,72268346	206,043187	6,39721362	212,440401	5,46975486	217,910155	-0,386598	-0,2463568	-0,3866104	1,2428E-05
42,5693252	-0,0126757	0,71000779	211,211355	1,34039891	209,870956	4,07309182	205,797864	0,32912198	-0,0284489	0,32971256	-0,0005906
56,7591003	0,08085873	0,79086652	181,610584	0,01362468	181,596959	0,05814221	181,538817	0,03225157	0,18147707	0,03324157	-0,00099
70,9488753	-0,0522405	0,73862604	199,844021	3,068007	202,912028	2,76980573	205,681834	-0,2678492	-0,1172471	-0,2677357	-0,0001135
85,1386504	-0,0236391	0,7149869	209,155023	0,3220948	208,832928	1,08767307	207,745255	0,1616462	-0,053055	0,16162566	2,0541E-05
99,3284255	0,05611537	0,77110227	188,160667	0,10045502	188,060212	0,36976958	187,690443	0,09025517	0,12594376	0,09026186	-6,689E-06
113,518201	-0,0240255	0,74707676	196,686389	1,67973261	198,366122	1,58559663	199,951719	-0,1981106	-0,0539222	-0,1981063	-4,304E-06
127,707976	-0,0289705	0,71810628	207,884165	0,05712329	207,827042	0,21923732	207,607805	0,06802981	-0,0650205	0,06806519	-3,538E-05
141,897751	0,04006954	0,75817582	192,667172	0,15410657	192,513066	0,54957609	191,96349	0,11177519	0,08993095	0,11179671	-2,153E-05
156,087526	-0,0068882	0,75128759	195,144772	0,87174663	196,016519	0,86381697	196,880336	-0,1431358	-0,0154597	-0,1427162	-0,0004196
170,277301	-0,0299348	0,72135284	206,575484	0,00085901	206,574625	0,00449768	206,570127	0,00860691	-0,0671847	0,00834676	0,00026015
184,467076	0,02756073	0,74891357	196,01136	0,16410471	195,847255	0,58251558	195,26474	0,11537091	0,06185653	0,11536631	4,5995E-06
198,656851	0,00454107	0,75345464	194,359452	0,38612854	194,74558	0,40638164	195,151962	-0,0957507	0,01019185	-0,0949826	-0,0007681

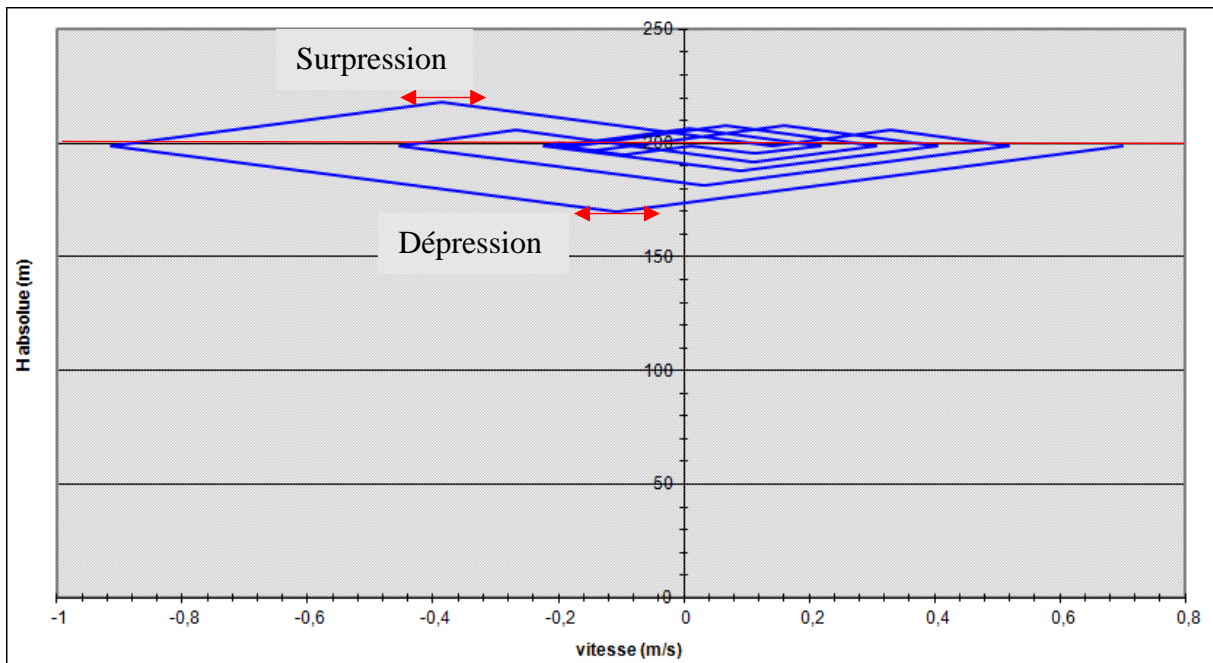
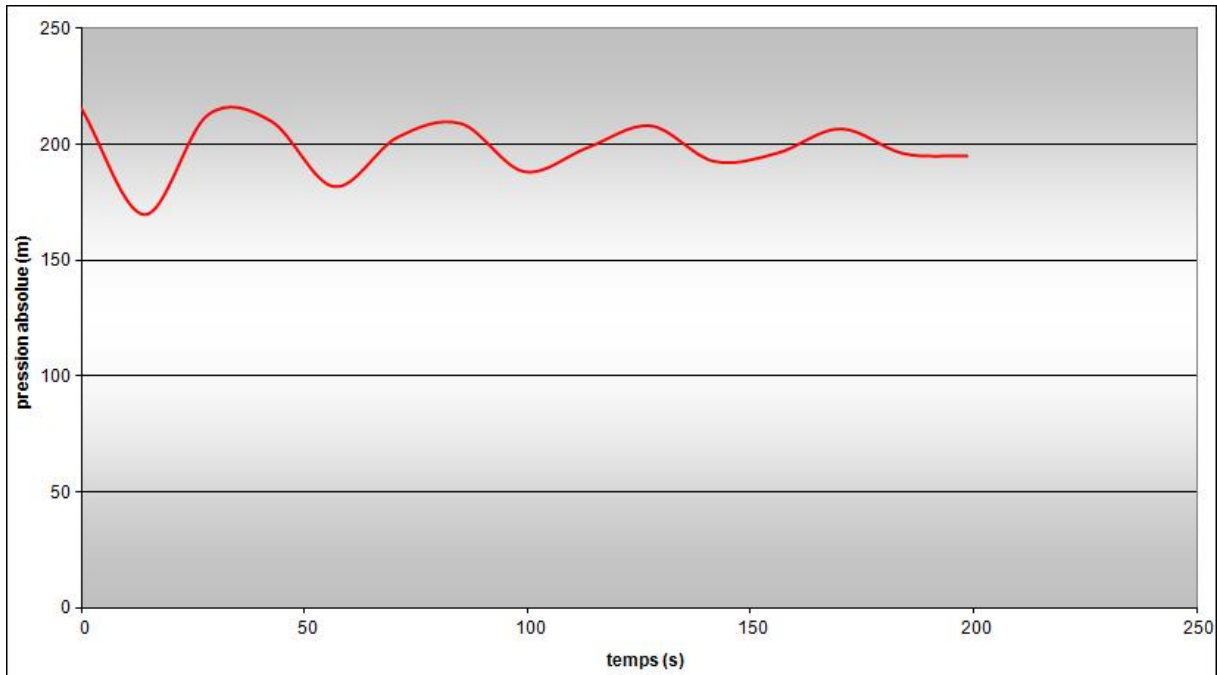


Fig (V.3) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR3-R3

❖ **Interprétation des résultats** : on remarque :

- ◆ Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **29,48m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0,83m<sup>3</sup>**.
- ◆ la surpression est de **13,44m**, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0,71m<sup>3</sup>**.

Par ailleurs, la figure (V.4) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.



*Fig (V.4) : Variation de la pression absolue pour le tronçon SR3-R3*

❖ **Dimensionnement du réservoir d'air** :

A partir du tableau (V.3), on a le volume maximal d'air de l'ordre **0,83 m<sup>3</sup>**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon SR3-R3, tel que :  $V_t = 1,2 \times U_{\max} = 1,2 \times 0,83 = \mathbf{0,996m^3}$

On optera alors pour un réservoir de **0,1m<sup>3</sup> (100 l)**.

### V.5.3.3. Tronçon SR2-RT

On choisit une tuyère de diamètre **d=125 mm** qui est incorporée dans une tubulure de diamètre **φ=250 mm**. Le calcul des caractéristiques de la tuyère se fait de la même manière que les deux tronçons précédent.

❖ **Montée de l'eau** : la perte de charge est :  $\Delta h_1 = \mathbf{0,67} * \frac{V_1^2}{2 * g}$

❖ **Descente de l'eau** : la perte de charge est :  $\Delta h_2 = \mathbf{0,82} * \frac{V_2^2}{2 * g}$

❖ **Variation du volume d'air** :  $\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 * 1100}{1095,174} = 2,01 \text{ s}$ ,  $\Delta U = 0,319 * V_m$

- ❖ **Résultat de calcul du réservoir d'air** : les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR2-RT en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (V.4) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (V.5).

Tableau (V.4) : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR2-RT

<b>Données de l'Adduction</b> Diametre <input type="text" value="0.45"/> m Débit <input type="text" value="0.19"/> m <sup>3</sup> /s H géomet <input type="text" value="115"/> m Long. Con <input type="text" value="1100"/> m coef. K <input type="text" value="0.6"/> Epaisseur <input type="text" value="0.0078"/> m C Haz Will <input type="text" value="118.5"/>		<b>Résultats</b> Vitesse <input type="text" value="1.1952505"/> m/s Section <input type="text" value="0.1589625"/> m <sup>2</sup> Célérité a <input type="text" value="1087.2205"/> m/s B <input type="text" value="132.46695"/> m Hmax <input type="text" value="247.46695"/> m Hmin <input type="text" value="-17.46695"/> m periode θ <input type="text" value="2.0235086"/> s Ho <input type="text" value="125"/> m PDC δ <input type="text" value="3.8234543"/> m a/g <input type="text" value="110.82778"/> s		<b>Données du Réservoir d'air</b> Volume U <input type="text" value="1.05"/> m <sup>3</sup> K PDC ent <input type="text" value="35.14"/> V <sup>2</sup> K PDC sor <input type="text" value="7"/> V <sup>2</sup> Exposant <input type="text" value="1.4"/>							
<b>Résultats des variations du volume d'air</b> Umax <input type="text" value="1.5019849"/> m <sup>3</sup> Umin <input type="text" value="0.9100368"/> m <sup>3</sup>		<b>Pression de l'air</b> pres. air Z <input type="text" value="137.93033"/> μ <sup>2</sup>		<b>Résultats des pressions</b> Surpressio <input type="text" value="32.358191"/> m Dépressio <input type="text" value="46.957914"/> m							
temps	ΔU	U	Z	Δh1; Δh2	Z-Δh; Z+Δh	δ	Z → Δh → t	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	1.05	128.82345	0	128.82345	3.8234543	125	1.1952505	0	0	
2.0235086	0.3222638	1.3722638	88.561981	4.5756077	83.986373	1.8536032	82.13277	0.8084591	1.0018709	0.8084913	-3.23E-05
4.0470171	0.1297212	1.5019849	78.041956	0.00013	78.042086	2.564E-05	78.042112	-0.002034	0.4032841	-0.001923	-0.000111
6.0705257	-0.102749	1.399236	86.181212	14.256026	100.43724	1.1917692	101.62901	-0.636612	-0.319431	-0.63694	0.0003279
8.0940342	-0.226902	1.1723342	110.40479	21.044406	131.4492	1.7092836	133.15848	-0.773874	-0.705404	-0.773869	-5.46E-06
10.117543	-0.198809	0.9735255	143.21011	7.5090379	150.71915	0.6582345	151.37738	-0.462257	-0.618067	-0.462265	8.201E-06
12.141051	-0.063489	0.9100368	157.3901	0.0319043	157.35819	0.018664	157.33953	0.0675461	-0.197377	0.0675111	3.496E-05
14.16456	0.0855287	0.9955656	138.79127	1.5089013	137.28237	0.6635614	136.6188	0.4641825	0.2658963	0.4642815	-9.9E-05
16.188068	0.1477217	1.1432873	114.35165	1.4441407	112.90751	0.637147	112.27036	0.4541594	0.4592453	0.454209	-4.96E-05
18.211577	0.0945371	1.2378244	102.31453	0.1249331	102.1896	0.0660639	102.12353	0.1328852	0.2939019	0.1335948	-0.00071
20.235086	-0.017102	1.2207226	104.32687	2.0228591	106.34973	0.1953951	106.54512	-0.240048	-0.053167	-0.239929	-0.000119
22.258594	-0.104458	1.116265	118.2458	5.8943113	124.14011	0.5260301	124.66614	-0.409579	-0.324743	-0.409558	-2.07E-05
24.282103	-0.110686	1.0055786	136.86031	2.7286218	139.58893	0.2577942	139.84673	-0.278629	-0.344108	-0.278658	2.834E-05
26.305611	-0.039453	0.9661259	144.74805	0.0077866	144.74027	0.0050563	144.73521	0.0334039	-0.122653	0.0333523	5.167E-05
28.32912	0.051962	1.0180879	134.51185	0.5876139	133.92424	0.2770897	133.64715	0.2894982	0.1615423	0.2897324	-0.000234

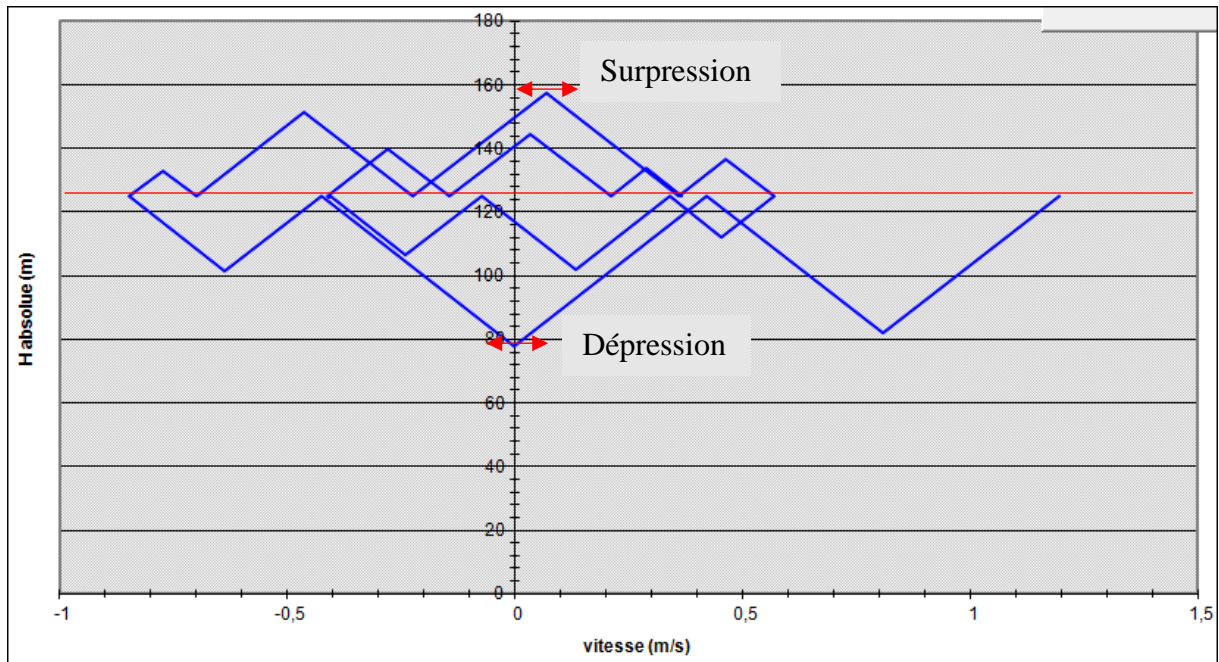


Fig (V.5) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR2-RT

- ❖ **Interprétation des résultats** : on remarque :
  - ◆ Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **29,48m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0,83m<sup>3</sup>**.
  - ◆ la surpression est de **13,44m**, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0,71m<sup>3</sup>**.

Par ailleurs, la figure (V.6) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

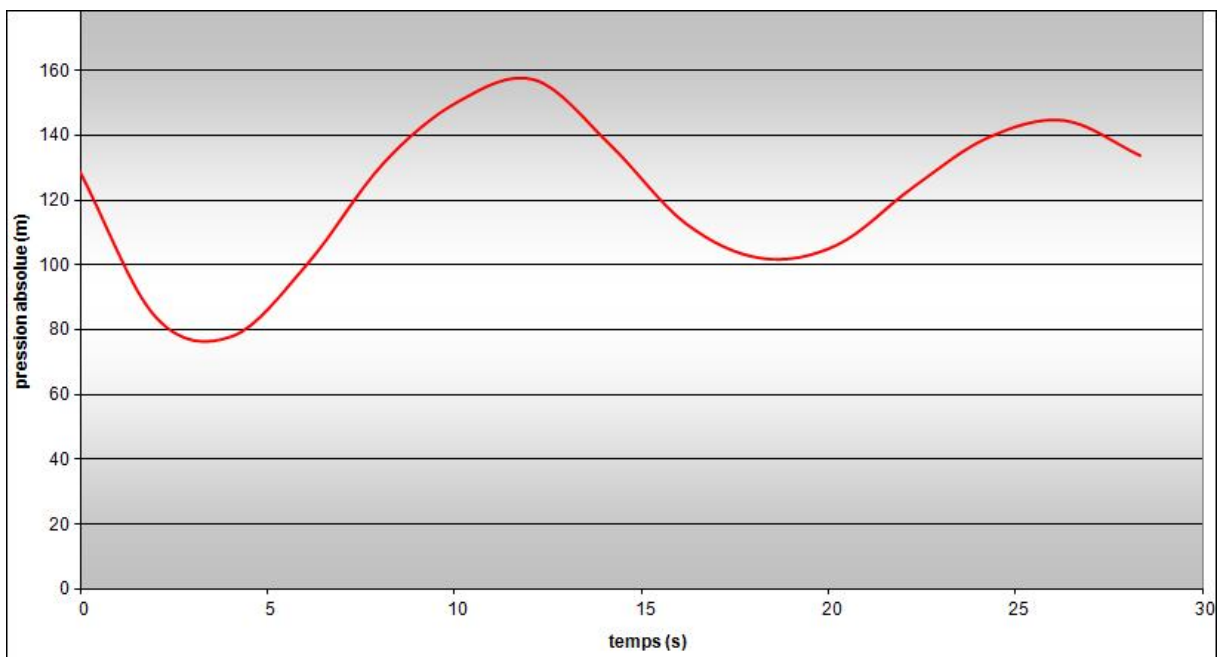


Fig (V.6) : Variation de la pression absolue pour le tronçon SR2-RT

**❖ Dimensionnement du réservoir d'air :**

A partir du tableau (V.4), on a le volume maximal d'air de l'ordre **1,50 m<sup>3</sup>**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti béliet pour le tronçon SR2-RT, tel que :  $V_t = 1,2 \times U_{\max} = 1,2 \times 1,50 = 1,8 \text{ m}^3$

On optera alors pour un réservoir de **2 m<sup>3</sup> (2000 l)**.

**Remarque :**

Pour les tronçons gravitaires, on procède à une fermeture lente de la vanne pour éviter le coup de béliet

**V.6. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés au phénomène du coup de béliet, et afin de protéger le réseau étudié contre ce phénomène, nous avons procédé à :

- ✓ La fermeture lente de la vanne pour les tronçons gravitaires ;
- ✓ L'utilisation des réservoirs d'air pour les tronçons de refoulement.

Le volume des réservoirs d'air trouvés sont : 0,6 m<sup>3</sup>, 0,1 m<sup>3</sup> et 2 m<sup>3</sup> pour les tronçons SR4-R7, SR3-R3 et SR2-RT respectivement.

## VI.1. Introduction

Le réseau de distribution d'eau potable permet de distribuer l'eau en quantité suffisante pour subvenir aux besoins actuels et avenir des usagers, ainsi qu'aux besoins en eau pour lutter contre les incendies.

## VI.2. Type de réseau de distribution

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

➤ **Réseau ramifié :**

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture ; un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés à l'aval.

➤ **Réseau maillé :**

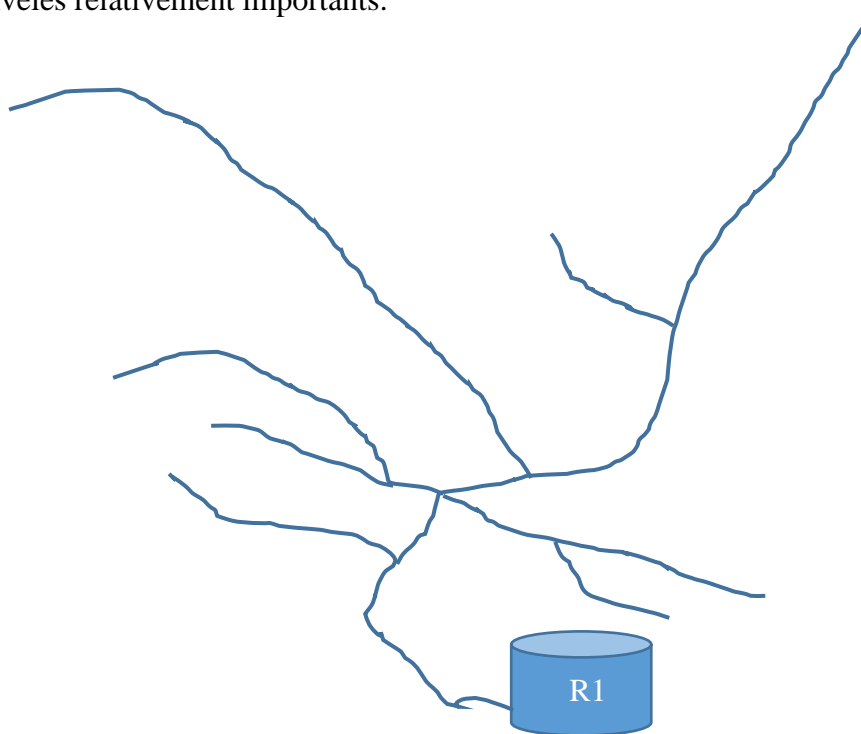
Il permet, au contraire, une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accédant et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval.

➤ **Réseau mixte :**

Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

## VI.3. Application

Dans notre cas, on choisit de faire la distribution pour le village de Sidi Mouffok, il s'agit d'un réseau ramifié puisque c'est une zone rural présentant un relief accidenté avec des dénivelés relativement importants.



*Fig (VI.1) : Réseau ramifié de Sidi Mouffok*

## VI.4. Choix du type des conduites

En matière de canalisation, nous avons choisi d'utiliser les conduites en PEHD, pour les différents avantages qui sont déjà présentés dans le chapitre d'adduction.

## VI.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution

### VI.5.1. Débit de pointe :

C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution

$$Q_p = 1193,034 \text{ m}^3/\text{j} = 13,81 \text{ l/s}$$

### VI.5.2. Débit spécifique :

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre de canalisation pendant une seconde

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- $Q_p$  : Débit de pointe (l/s) ;
- $Q_s$  : Débit spécifique (l/s.m) ;
- $\sum L_i$  : la somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

### VI.5.3. Débit de route :

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long du tronçon.

$$Q_r = Q_s * L_{ij} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

- $Q_r$  : Débit de route (l/s) ;
- $L_{ij}$  : Longueur du tronçon (i-j).

### VI.5.4. Débit au nœud :

Il correspond à la moitié de la somme des débits de route autour du nœud en ajoutant les débits localisés en ce nœud. Il se calcule comme suit :

$$Q_n = 0,55 \sum Q_r + \sum Q_c \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- $Q_n$  : Débit au nœud (l/s) ;
- $\sum Q_r$  : Somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s) ;
- $\sum Q_c$  : Somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

### VI.5.5. Calcul des différents débits du réseau du village Sidi-Mouffok

#### VI.5.5.1. Cas de pointe

Les différents résultats des débits sont récapitulés dans le tableau (VI.1) suivant :

*Tableau (VI.1) : Détermination des débits aux nœuds cas de pointe*

Nœuds	Côtes (m)	Tronçon	L (m)	Qs (l/s.m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
1	359	1-R	139,26	0,00721	1,005	1,24
		1-2	136,6	0,00721	0,986	
		1-3	67,39	0,00721	0,486	
2	370	2-1	136,6	0,00721	0,986	0,49
3	348	3-1	67,39	0,00721	0,486	0,77
		3-4	31,04	0,00721	0,224	
		3-10	58,38	0,00721	0,421	
		3-15	55,61	0,00721	0,401	
4	352	4-3	31,04	0,00721	0,224	0,55
		4-5	62,55	0,00721	0,451	
		4-8	59,76	0,00721	0,431	
5	358	5-4	62,55	0,00721	0,451	0,44
		5-6	59,58	0,00721	0,430	
6	361	6-5	59,58	0,00721	0,430	0,44
		6-7	61,35	0,00721	0,443	
7	363	7-6	61,35	0,00721	0,443	0,22
8	359	8-4	59,76	0,00721	0,431	0,46
		8-9	67,43	0,00721	0,486	
9	368	9-8	67,43	0,00721	0,486	0,24
10	354	10-3	58,38	0,00721	0,421	0,59
		10-11	47,41	0,00721	0,342	
		10-13	56,61	0,00721	0,408	
11	358	11-10	47,41	0,00721	0,342	0,27
		11-12	27,27	0,00721	0,195	
12	359	12-11	27,27	0,00721	0,195	0,10
13	351	13-10	56,61	0,00721	0,408	0,40
		13-14	53,71	0,00721	0,388	
14	354	14-13	53,71	0,00721	0,388	0,19
15	345	15-3	55,61	0,00721	0,401	1,24
		15-16	143,50	0,00721	1,035	
		15-20	145,74	0,00721	1,051	
16	342	16-15	143,50	0,00721	1,035	0,88
		16-17	100,18	0,00721	0,723	
17	341	17-16	100,18	0,00721	0,723	0,64
		17-18	77,10	0,00721	0,556	
18	339	18-17	77,10	0,00721	0,556	0,63
		18-19	96,66	0,00721	0,697	
19	338	19-18	96,66	0,00721	0,754	0,35
20	341	20-21	104,54	0,00721	0,754	1,45
		20-22	151,57	0,00721	1,094	



**Tableau (VI.1) : Détermination des débits aux nœuds cas de pointe (suite et fin)**

21	343	21-20	104,54	0,00721	0,754	0.38
22	334	22-20	151,57	0,00721	1,094	0.95
		22-23	110,93	0,00721	0,800	
23	331	23-22	110,93	0,00721	0,800	0.40

### VI.5.5.2. Cas de pointe + incendie

Les résultats sont les mêmes que ceux présentés dans le tableau (VI.1), à l'exception du nœud 4 où le débit au nœud  $Q_n = 17,55$  l/s.

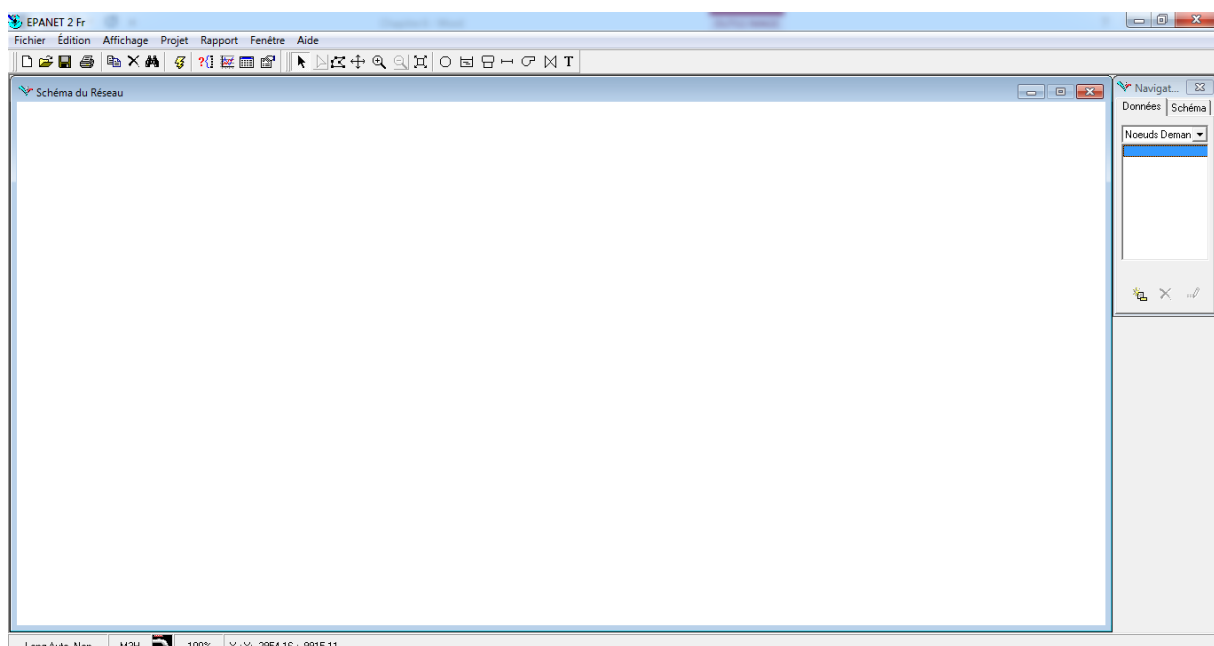
## VI.6. Modélisation et simulation du réseau hydraulique

Le logiciel utilisé pour les calculs est EPANET et WATERCAD

### VI.6.1. Modélisation et simulation du réseau par logiciel Epanet

EPANET est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau. Il est largement utilisé dans le monde entier grâce à [10]:

- Ses algorithmes de calcul les plus avancées ;
- Son interface graphique conviviale et intuitive ;
- Aux possibilités de relation avec d'autres logiciels d'application.



**Fig (VI.2) : L'interface Epanet**

### ***VI.6.1.1 Les étapes d'utilisation d'Epanet***

Les étapes d'utilisation d'epanet peuvent être résumées en cinq étapes suivantes [10] :

1. Tracé du réseau ;
2. La saisie des propriétés des éléments du réseau ;
3. La sélection du type de la simulation ;
4. Lancement de la simulation ;
5. Affichage et interprétation des résultats.

### ***VI.6.1.2. Modélisation du réseau***

Epanet modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

Dans le présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données suivantes :

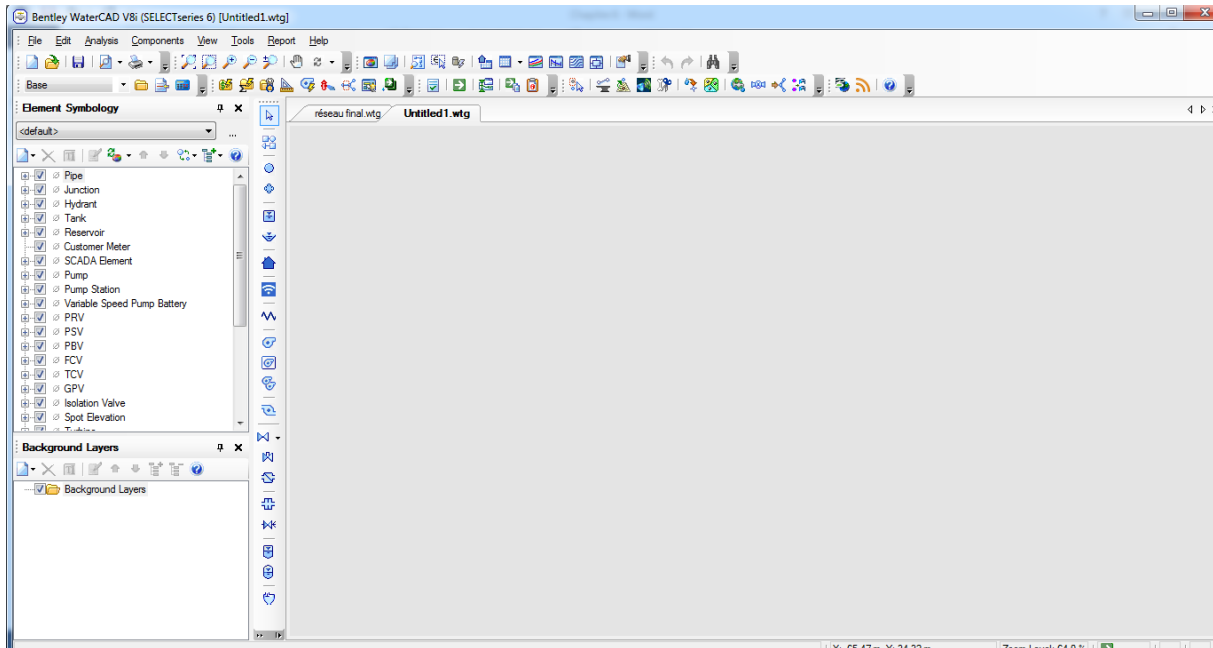
- **Au niveau des nœuds** : l'altitude du nœud et la demande de base.
- **Au niveau des arcs** : le diamètre, la longueur et la rugosité.
- **Au niveau des réservoirs** : l'altitude et le diamètre.

### ***VI.6.1.3. Simulation du réseau***

Après l'introduction des paramètres du réseau, on exécute une simulation hydraulique du type permanent. Dans cette étape, et grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesse, débit, pression et les côtes piézométriques), ce qui implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charge dans chaque conduite du réseau.

## **VI.6.2. Modélisation et simulation du réseau par Watercad**

Watercad est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau en conditions normales (instantané) ou sur période étendue dans les réseaux de distribution. De nombreux services publics, services municipaux et bureaux d'étude font confiance à watercad grâce à ses multiples avantages. Watercad aide à analyser, concevoir et optimiser les réseaux de distribution.



*Fig (VI.3) : l'interface Watercad*

### ***VI.6.2.1. Les étapes d'utilisation de Watercad***

Les étapes d'utilisation de Watercad sont les suivantes :

1. Vérification des unités de calcul et choix de l'option de la base de calcul ;
2. Tracer le réseau ou bien importer un fichier CAD, fichier Excel, fichier Access, fichier Arc gis, ...Etc. ;
3. L'introduction des paramètres du réseau ;
4. Validation du travail ;
5. Lancement de la simulation ;
6. Visualisation des résultats.

### ***VI.6.2.2. Capacité de modélisation***

Watercad permet de modéliser et d'optimiser pratiquement tous les aspects des systèmes de distribution d'eau, à savoir [11] :

- ✓ Analyse hydraulique ;
- ✓ Analyse de la qualité de l'eau.

## VI.7. Résultats et constatations (cas de pointe)

### VI.7.1. Résultats et constatations après la simulation par logiciel Epanet

#### VI.7.1.1. Etat du réseau après la simulation

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans la figure (VI.4)

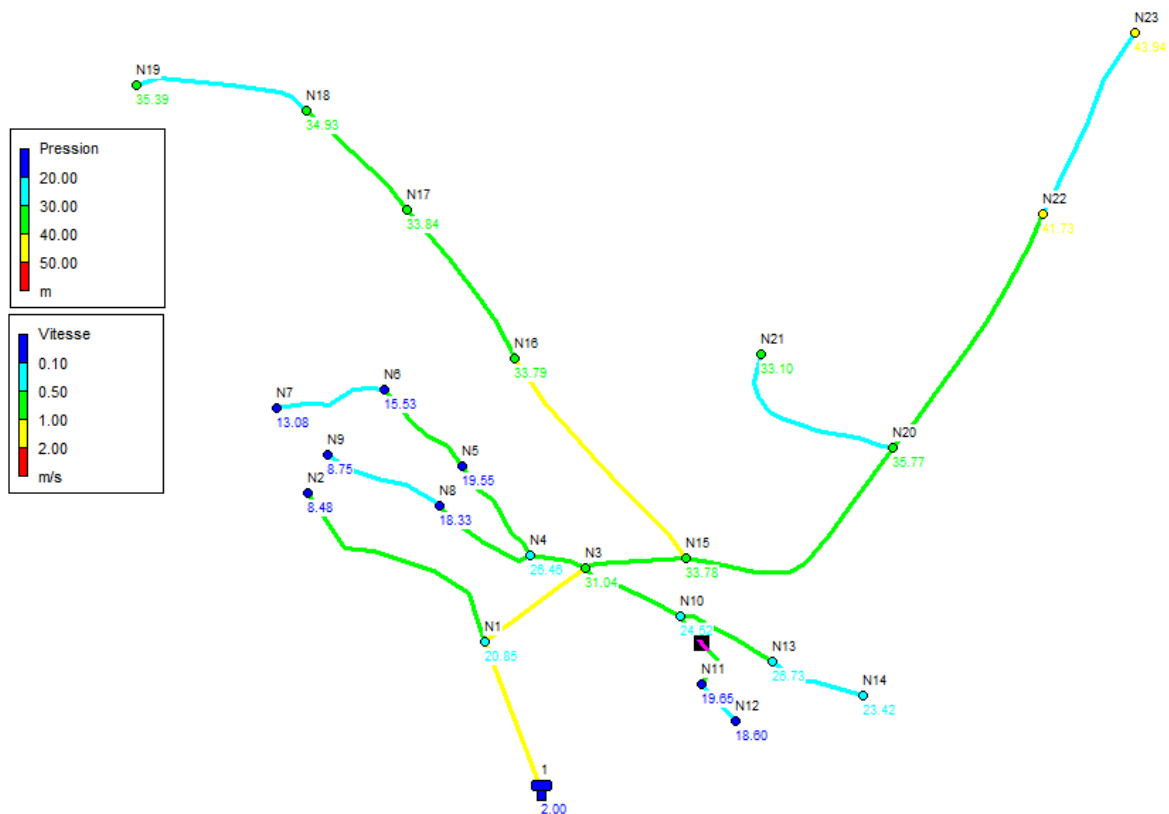


Fig (VI.4) : Etat du réseau après simulation (Epanet)

#### VI.7.1.2. Etat des nœuds du réseau

Dans le tableau (VI.2), en chaque nœud, on cite :

- l'altitude ;
- la pression ;
- la demande de base.

*Tableau (VI.2) : Etat des nœuds du réseau (Epanet)*

Nœuds	Altitudes (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
1	359	1,24	20,85
2	370	0,49	8,48
3	348	0,77	31,04
4	352	0,55	26,46
5	358	0,44	19,55
6	361	0,44	15,53
7	363	0,22	13,08
8	359	0,46	18,33
9	368	0,24	8,75
10	354	0,59	24,52
11	358	0,27	19,65
12	359	0,1	18,60
13	351	0,4	26,73
14	354	0,19	23,42
15	345	1,24	33,78
16	342	0,88	33,79
17	341	0,64	33,84
18	339	0,63	34,93
19	338	0,35	35,39
20	341	1,45	35,77
21	343	0,38	33,10
22	334	0,95	41,73
23	331	0,4	43,94

**VI.7.1.3. Etat des conduites du réseau**

Dans le tableau (VI.3) suivant, on cite

- la longueur ;
- le diamètre ;
- le débit ;
- la vitesse ;
- les pertes de charge unitaires dans chaque conduite.

Tableau (VI.3) : Etat des conduites du réseau (Epanet)

Conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire (m/Km)
1	139,26	110,2	13,32	1,4	15,42
2	136,6	35,2	0,49	0,5	10,07
3	67,39	110,2	11,59	1,22	12,07
4	31,04	55,4	2,35	0,97	18,72
5	59,76	35,2	0,7	0,72	18,96
6	67,48	28	0,24	0,39	8,6
7	62,55	44	1,1	0,72	14,5
8	59,58	35,2	0,66	0,68	17,07
9	61,35	28	0,22	0,36	7,39
10	55,61	110,2	6,92	0,73	4,74
11	143,5	55,4	2,5	1,04	20,79
12	100,2	55,4	1,62	0,67	9,55
13	77,1	44	0,98	0,64	11,8
14	96,66	35,2	0,35	0,36	5,58
15	145,7	66	3,18	0,93	13,77
16	104,5	35,2	0,38	0,39	6,44
17	15,6	55,4	1,35	0,56	6,89
18	110,9	35,2	0,4	0,41	7,05
19	58,38	55,4	1,55	0,64	8,84
20	47,41	28	0,37	0,6	18,38
21	27,27	28	0,1	0,16	1,91
22	56,62	35,2	0,59	0,61	14
23	53,71	28	0,19	0,31	5,73

### VI.7.2. Résultats et constatations après la simulation par logiciel Watercad

Le logiciel Watercad nous offre l'opportunité de travailler en mode de compatibilité avec civil 3D. Et cela grâce à la combinaison des logiciels (Autocad-Civil 3D-Watercad)

La figure (VI.5) montre le réseau tracé sur Autocad-civil 3D-Watercad



Fig (VI.5) : Tracé du réseau sur Autocad-civil 3D-Watercad

VI.7.2.1. Etat du réseau après la simulation

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans la figure (VI.6)

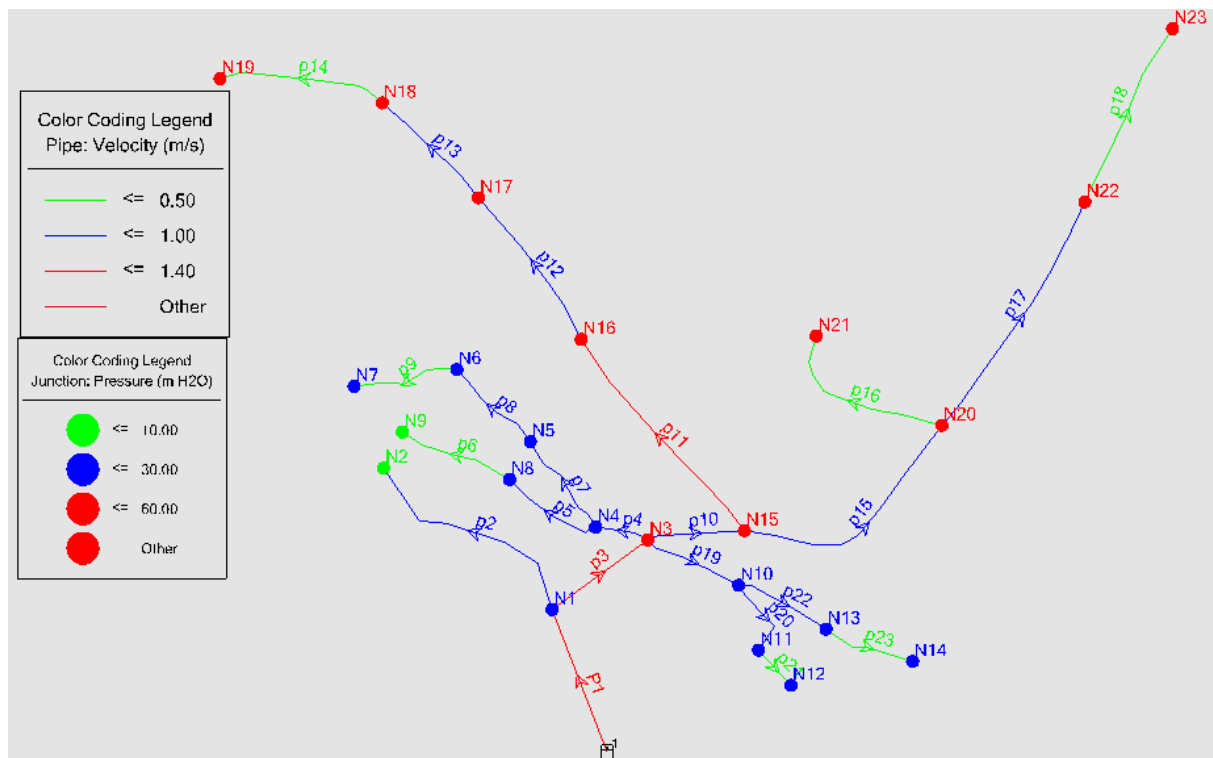


Fig (VI.6) : Etat du réseau après simulation (Watercad)

La figure (VI.7) nous montre les bâtis qui sont associés à chaque nœud

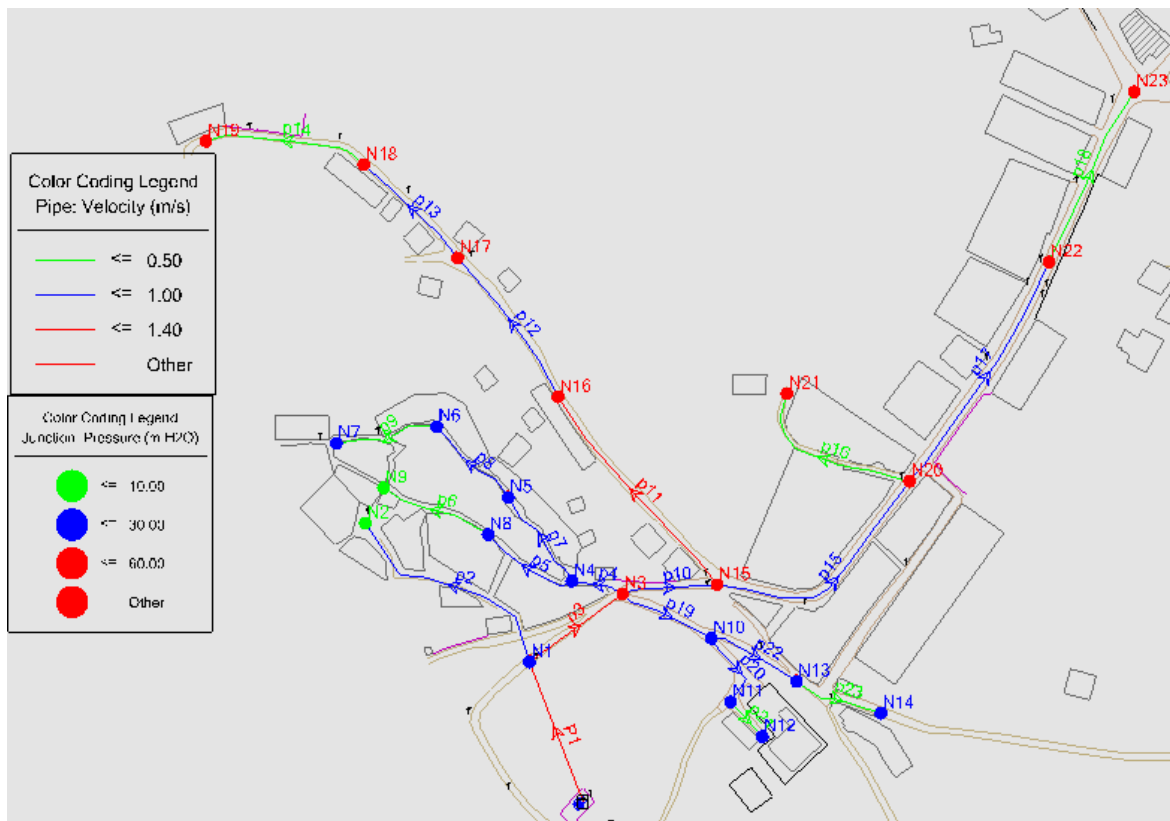


Fig (VI.7) : Les bâtis associés à chaque nœud

VI.7.2.2. Etat des nœuds du réseau

Dans le tableau (VI.4), en chaque nœud, on cite l'altitude, la pression et la demande de base

Tableau (VI.4) : Etat des nœuds du réseau avec Watercad

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
1	359	1,24	20,85
2	370	0,49	8,48
3	348	0,77	31,03
4	352	0,55	26,45
5	358	0,44	19,55
6	361	0,44	15,54
7	363	0,22	13,09
8	359	0,46	18,33
9	368	0,24	8,76
10	354	0,59	24,52
11	358	0,27	19,65
12	359	0,1	18,6
13	351	0,4	26,73
14	354	0,19	23,42



**Tableau (VI.4) : Etat des nœuds du réseau avec Watercad (suite et fin)**

15	345	1,24	33,77
16	342	0,88	33,79
17	341	0,64	33,84
18	339	0,63	34,93
19	338	0,35	35,39
20	341	1,45	35,77
21	343	0,38	33,1
22	334	0,95	41,72
23	331	0,4	43,94

**VI.7.2.3. Etat des conduites du réseau**

Dans le tableau (VI.5) suivant, on cite la longueur, le diamètre, le débit, la vitesse et les pertes de charge dans chaque conduite

**Tableau (VI.5) : Etat des conduites du réseau (Watercad)**

Conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire (m/km)
1	139,26	110,2	13,32	1,4	15,38
2	136,6	35,2	0,49	0,5	10,03
3	67,39	110,2	11,59	1,22	12,04
4	31,04	55,4	2,35	0,97	18,67
5	59,76	35,2	0,7	0,72	18,89
6	67,48	28	0,24	0,39	8,56
7	62,55	44	1,1	0,72	14,46
8	59,58	35,2	0,66	0,68	17,02
9	61,35	28	0,22	0,36	7,36
10	55,61	110,2	6,92	0,73	4,73
11	143,5	55,4	2,5	1,04	20,74
12	100,2	55,4	1,62	0,67	9,52
13	77,1	44	0,98	0,64	11,76
14	96,66	35,2	0,35	0,36	5,56
15	145,7	66	3,18	0,93	13,73
16	104,5	35,2	0,38	0,39	6,42
17	151,6	55,4	1,35	0,56	6,87
18	110,9	35,2	0,4	0,41	7,02
19	58,38	55,4	1,55	0,64	8,81
20	47,41	28	0,37	0,6	18,31
21	27,27	28	0,1	0,16	1,9
22	56,62	35,2	0,59	0,61	13,95
23	53,71	28	0,19	0,31	5,71

## VI.8. Résultats et constatations (cas de pointe + incendie)

### VI.8.1. Résultats et constatations après simulation par logiciel Epanet

#### VI.8.1.1. Etat du réseau après la simulation

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans la figure (VI.8)

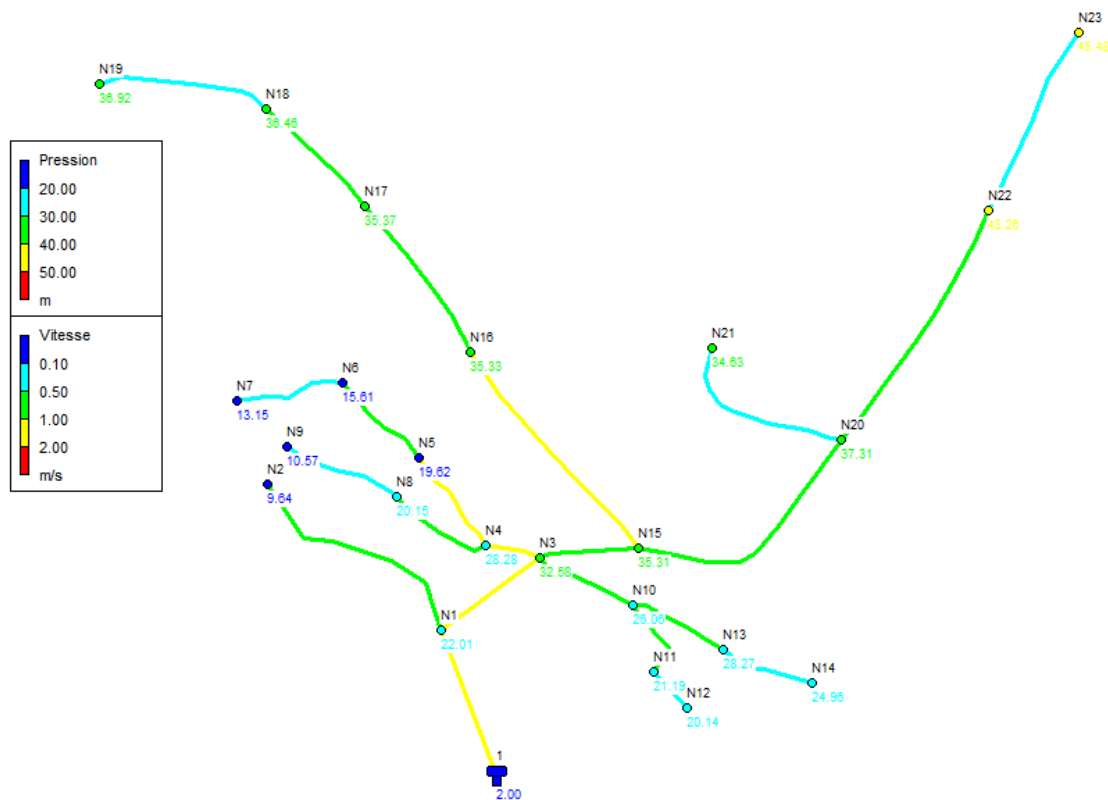


Fig (VI.8) : Etat du réseau après simulation Cas de pointe +incendie

#### VI.8.1.2. Etat des nœuds du réseau

Dans le tableau (VI.6), en chaque nœud, on cite l'altitude, la pression et la demande de base

**Tableau (VI.6) : Etat des nœuds du réseau cas de pointe + incendie**

Nœuds	Altitudes (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
1	359	1,24	22,01
2	370	0,49	9,64
3	348	0,77	32,58
4	352	17,55	28,28
5	358	0,44	19,62
6	361	0,44	15,61
7	363	0,22	13,15
8	359	0,46	20,15
9	368	0,24	10,57
10	354	0,59	26,06
11	358	0,27	21,19
12	359	0,1	20,14
13	351	0,4	28,27
14	354	0,19	24,96
15	345	1,24	35,31
16	342	0,88	35,33
17	341	0,64	35,37
18	339	0,63	36,46
19	338	0,35	36,92
20	341	1,45	37,31
21	343	0,38	34,63
22	334	0,95	43,26
23	331	0,4	45,48

**VI.8.1.3. Etat des conduites du réseau**

Dans le tableau (VI.7) suivant, on cite la longueur, le diamètre, le débit, la vitesse et les pertes de charge unitaires dans chaque conduite

**Tableau (VI.7) : Etat des conduites du réseau (cas de pointe + incendie)**

Conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire (m/Km)
1	139,26	176,2	30,32	1,24	7,08
2	136,6	35,2	0,49	0,5	10,07
3	67,39	176,2	28,59	1,17	6,47
4	31,04	141	19,35	1,24	9,46
5	59,76	35,2	0,7	0,72	18,96
6	67,48	28	0,24	0,39	8,6
7	62,55	35,2	1,1	1,13	42,55
8	59,58	35,2	0,66	0,68	17,07
9	61,35	28	0,22	0,36	7,39

*Tableau (VI.7) : Etat des conduites du réseau cas de pointe + incendie (suite et fin)*

10	55,61	110,2	6,92	0,73	4,74
11	143,5	55,4	2,5	1,04	20,79
12	100,2	55,4	1,62	0,67	9,55
13	77,1	44	0,98	0,64	11,8
14	96,66	35,2	0,35	0,36	5,58
15	145,7	66	3,18	0,93	13,77
16	104,5	35,2	0,38	0,39	6,44
17	151,6	55,4	1,35	0,56	6,89
18	110,9	35,2	0,4	0,41	7,05
19	58,38	55,4	1,55	0,64	8,84
20	47,41	28	0,37	0,6	18,38
21	27,27	28	0,1	0,16	1,91
22	56,62	35,2	0,59	0,61	14
23	53,71	28	0,19	0,31	5,73

## VI.9. Récapitulatif des résultats

Les valeurs des pressions au nœud pour les différents nœuds, ainsi que les pertes de charge et les vitesses trouvées par Epanet et Watercad dans le cas de pointe sont données dans les annexes 12 et 13 respectivement.

## VI.10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné le réseau de distribution du village Sidi Mouffok dont le type du réseau est ramifié, on a déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les paramètres vitesses et pressions. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN10) pour des diamètres intérieurs compris entre 28 et 110 mm.

La simulation a été faite par deux logiciels à savoir : Epanet et Watercad, et on a constaté que les résultats obtenus par ces deux logiciels sont presque les mêmes.

## Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous avons étudié un réseau d'alimentation en eau potable. Ceci en passant par la réalisation des plans de masse et topographique, la conception des réseaux, le dimensionnement des conduites et des réservoirs, le choix des pompes, la protection des conduites. Dans cette étude, nous avons exploité un ensemble de logiciels.

Afin de réaliser les plans nécessaires pour engager cette étude, nous avons utilisé les logiciels google earth, global mapper et civil 3D.

En réalisant une collecte de données relative aux besoins, l'estimation des besoins journaliers à l'horizon 2042 avec un nombre d'habitants estimé à 37180 sera de 16494,905 m<sup>3</sup>/j.

A partir des plans réalisés, nous avons disposé l'emplacement des réservoirs et tracé le réseau d'adduction. Par la suite, nous sommes passé au dimensionnement des capacités des différents ouvrages de stockage nécessaire. Leurs volumes varient entre 250 et 3000 m<sup>3</sup>. Concernant le réseau d'adduction, après une étude technico économique, nous avons choisi les diamètres tout en respectant les conditions relatives aux vitesses acceptables. Dans le cas de l'adduction gravitaire et afin d'augmenter les pertes de charge, nous avons utilisé des vannes. Le matériau des conduites adopté est le PEHD (PN10 et PN20). En plus, nous avons fait appel à la fonte ductile lorsque le PEHD ne dispose pas de diamètre optimal nécessaire et lorsque la nature du terrain l'exige.

Le choix des pompes a été porté sur les pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal vu leur rendement qui est très élevé, avec une pompe et une autre de secours. Ce choix a été réalisé à l'aide du catalogue Caprari. Par conséquent, on a obtenu les résultats suivants : deux pompes pour la SR1 sont du type PM150/8B ; deux pompes pour la SR2 sont du type PM156/6C ; une pompe pour la SR3 est du type PM80/6B ; une pompe pour la SR4 est du type PM80/2A.

L'analyse du phénomène du coup de bélier fait ressortir qu'il peut survenir dans certains tronçons. Pour les conduites de refoulement, les résultats nous ont montré que la protection est nécessaire. De ce fait, nous avons dimensionné des réservoirs d'air ayant les capacités 0,6 m<sup>3</sup>, 0,1 m<sup>3</sup> et 2 m<sup>3</sup> pour les tronçons SR4-R7, SR3-R3 et SR2-RT respectivement.

Pour les conduites gravitaires, nous préconisons une fermeture lente des vannes pour éviter l'apparition de ce phénomène.

Par la suite, à l'aide des logiciels Watercad et Epanet, nous avons modélisé puis simulé le comportement hydraulique du réseau de distribution du village Sidi Mouffok. Ce qui nous a permis d'avoir les diamètres optimaux de toutes les conduites et qui répondent aux conditions de pression et de vitesse acceptables. Une comparaison des résultats est réalisée entre ces deux logiciels.

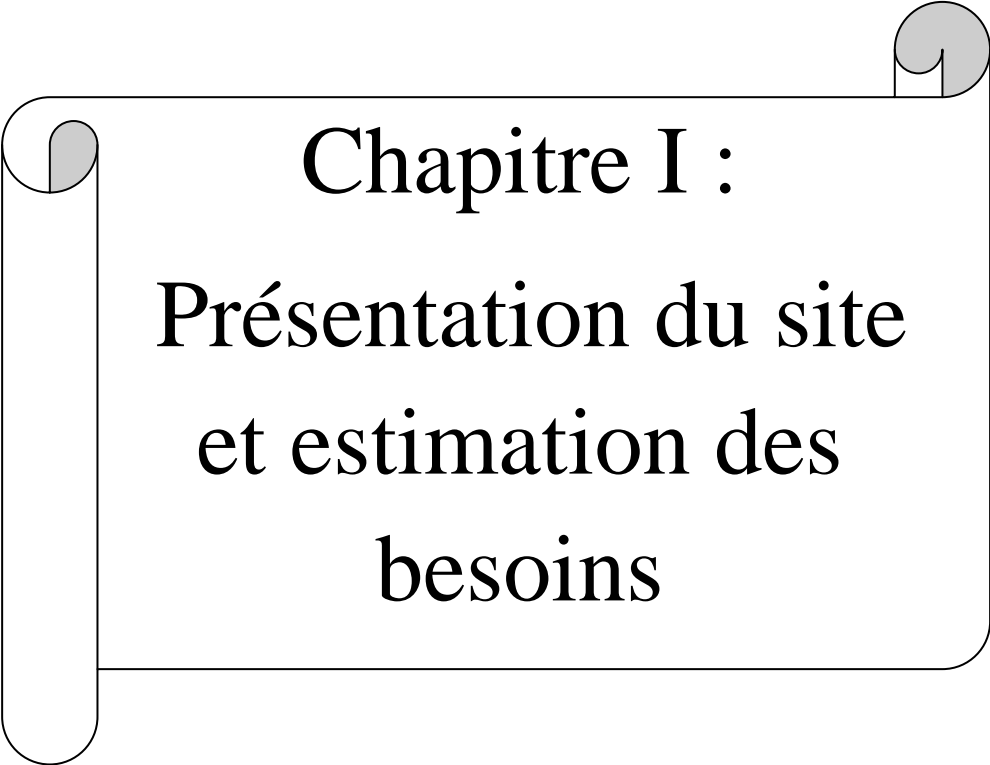
Enfin, on voudrait remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail et on accepte toutes les remarques et suggestions nécessaire à l'enrichissement de cette étude.

**Liste des références**

- [1] : Données recueillies auprès du service du patrimoine de l'APC de Seddouk.
- [2] : Fr.climate-data.org.
- [3] : Données recueillies auprès du bureau d'étude de monsieur N.DEHDOUH.
- [4] : Données recueillies auprès de la subdivision agricole de Seddouk.
- [5] : Données recueillies auprès du service d'hygiène de l'APC de Seddouk.
- [6] : **LOUNES, L. et MAUCHE, N.** : « Conception et dimensionnement des réseaux d'eau potable et d'eau usée du village TAKRIETZ (W-BEJAIA) ». Mémoire de fin de cycle, Université de Béjaia, 2015.
- [7] : **HAMDAOUL, H. et MERZOUGUI, K.** : « Raccordement de l'alimentation en eau potable de la commune de Seddouk à partir du transfert AKBOU-BEJAIA à partir du barrage Tichy-Haf (Wilaya de Bejaia). Mémoire de fin de cycle, Université de Béjaia, 2010.
- [8] : **Dupont, A.** : « Hydraulique urbaine ». Tome II, Edition Eyrolles, Paris, 1979.
- [9] : **Cours hydraulique 3, 3<sup>ème</sup> année hydraulique urbaine**, Université de Béjaia, 2015.
- [10] : **Cours logiciel 3<sup>ème</sup> année hydraulique urbaine**, Université de Béjaia, 2015.
- [11] : **site internet** « [www.archiexpo.fr](http://www.archiexpo.fr) ..., logiciel de modélisation ».



# Introduction générale

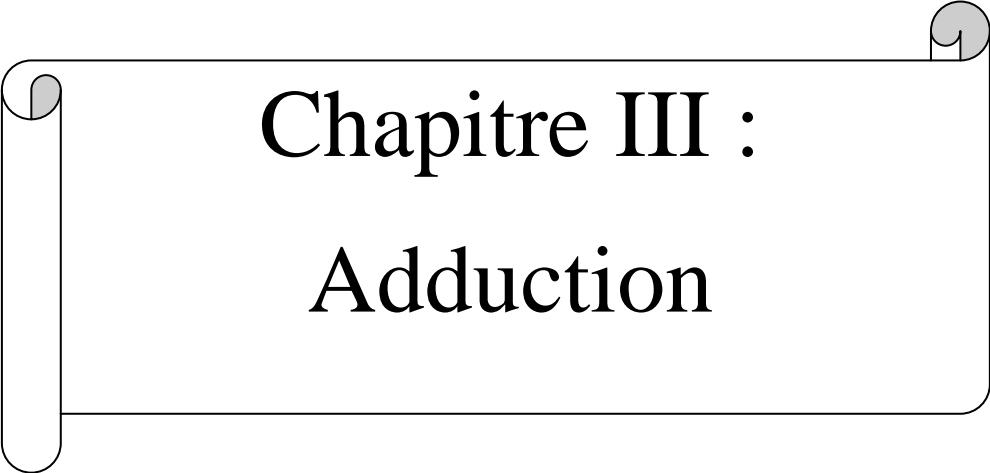


**Chapitre I :**  
**Présentation du site**  
**et estimation des**  
**besoins**





**Chapitre II :**  
**Les réservoirs**



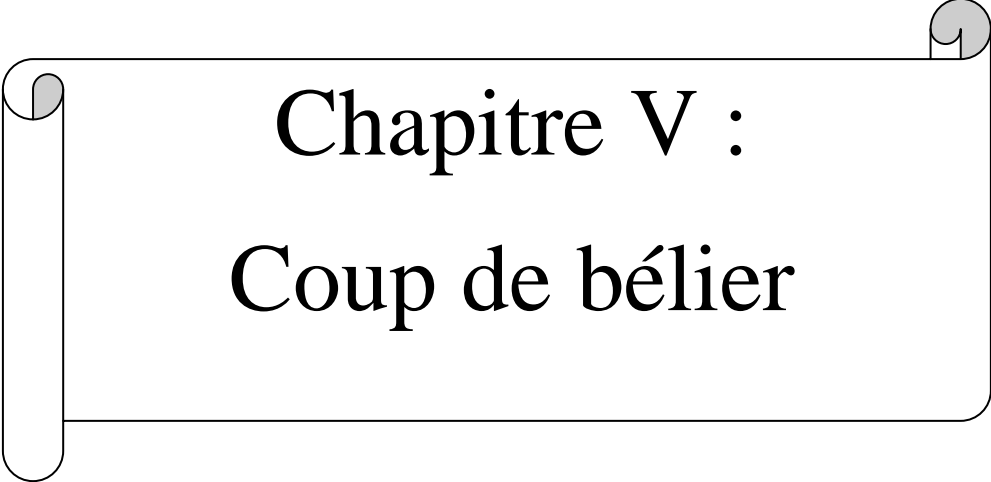
# Chapitre III :

## Adduction



Chapitre IV :

Les pompes



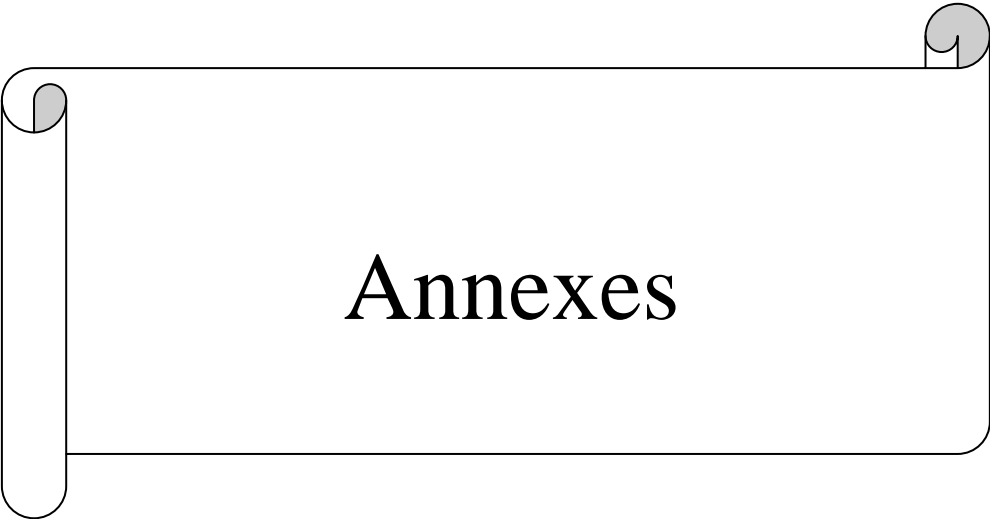
**Chapitre V :**  
**Coup de bélier**



**Chapitre VI :**  
**Distribution**



# Conclusion générale





**Bibliographie**



## Annexe (I) : Régime de consommation des agglomérations

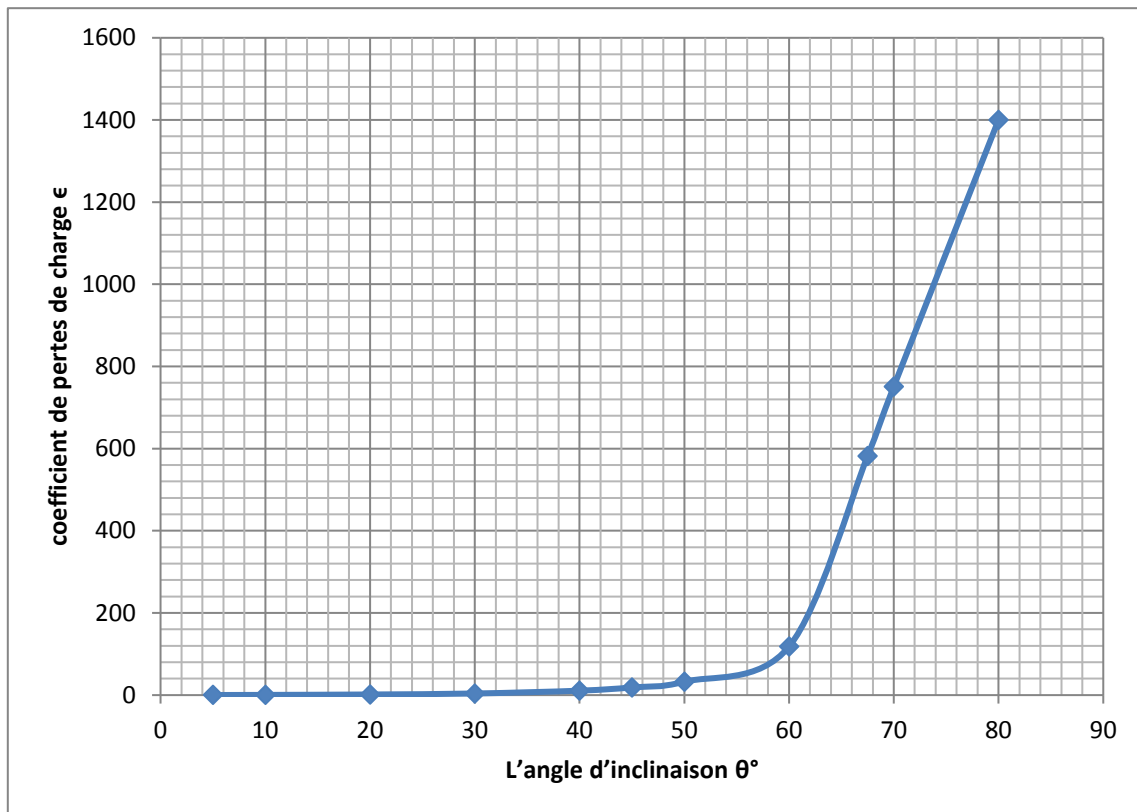
Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation ( $k_{\max h}$ )											
	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 - 1	3.50	3.35	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 - 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 - 3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3 - 4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4 - 5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5 - 6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6 - 7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7 - 8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8 - 9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9 - 10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10 - 11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11 - 12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12 - 13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13 - 14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14 - 15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15 - 16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16 - 17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17 - 18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	9.40
18 - 19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19 - 20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20 - 21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21 - 22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22 - 23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23 - 24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

*Annexe (2) : Dimensionnement de la SR1, SR3 et SR4*

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	5		0,84	-0,84
1-2	4,16	5		0,84	-1,68
2-3	4,16	5		0,84	-2,52
3-4	4,16	5		0,84	-3,36
4-5	4,16	5		0,84	-4,2
5-6	4,16	5		0,84	-5,02
6-7	4,16	5		0,84	-5,88
7-8	4,16	5		0,84	-6,72
8-9	4,17	5		0,83	-7,55
9-10	4,17	5		0,83	-8,38
10-11	4,17	5		0,83	-9,21
11-12	4,17	5		0,83	-10,04
12-13	4,17	5		0,83	-10,87
13-14	4,17	5		0,83	-11,7
14-15	4,17	5		0,83	-12,53
15-16	4,17	5		0,83	-13,36
16-17	4,17	5		0,83	-14,19
17-18	4,17	5		0,83	<b>-15,02</b>
18-19	4,17	0	4,17		-10,85
19-20	4,17	0	4,17		-6,68
20-21	4,17	0	4,17		-2,51
21-22	4,17	0	4,17		<b>1,66</b>
22-23	4,17	5			0,83
23-24	4,17	5			0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>16,68</b>	<b>16,68</b>	

*Annexe (3) : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture*

L'angle d'inclinaison $\theta^\circ$	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
$\epsilon$	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



*Annexe (4) : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile*

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>L'épaisseur (mm)</b>	<b>Pression nominale (bar)</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>
100	4,8	40	2800
125	4,8	40	3000
150	5,0	40	3300
200	5,4	40	3800
250	5,8	40	5750
300	6,2	40	6500
350	7,0	30	8750
400	7,8	30	11000
450	7,8	30	15300
500	7,8	30	19600
600	7,8	30	20300
700	7,8	25	24000

*Annexe (5) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 10*

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>L'épaisseur (mm)</b>	<b>Prix unitaire (DA)</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 (6) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 20*

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>L'épaisseur (mm)</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>
20	3,0	44,46
25	3,5	70,86
32	4,4	109,64
40	5,5	171,15
50	6,9	265,07
63	8,6	423,18
75	10,3	595,00
90	10,1	794,01
110	12,3	1175,74
125	14,0	1490,27
160	17,9	2423,58
200	22,4	3793,42
250	27,9	5900,88
315	35,2	9015,89
400	44,7	14529,62
500	55,8	22624,58
630	70,3	35945,05

## Annexe (7) : Courbe caractéristique de la pompe SR4

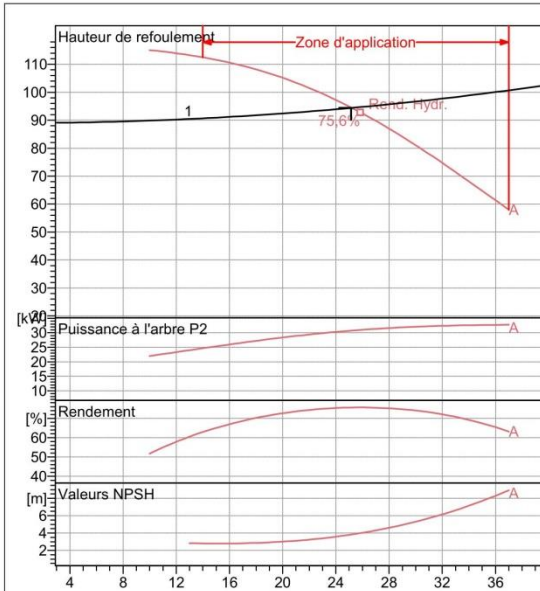


Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

PM 80/ 2 A	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	25,2 l/s
Hauteur de refoulement	94,4 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	25,2 l/s
Hauteur de refoulement	94,4 m
Puissance absorbée	30,7 kW
Rendement	75,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	121 m
Orif. de refoulement	80 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	425 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



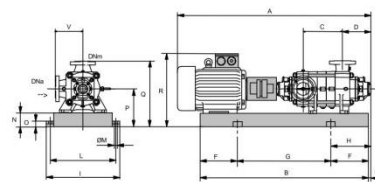
## Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

## Dimensions mm

A = 1537  
B = 1241  
C = 170  
D = 274  
DNa = 100  
DNm = 80  
E = 195  
F = 200  
G = 841  
H = 395  
I = 600  
L = 550  
M = 20  
N = 100  
O = 42  
P = 300  
Q = 545  
R = 575  
V = 245



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
18.06.2017	1		

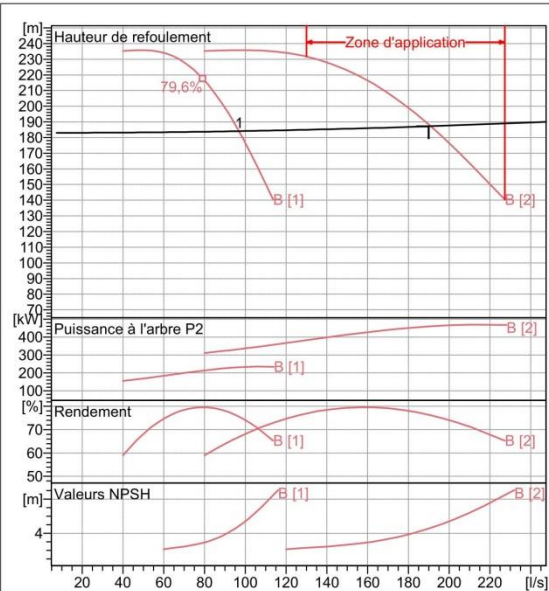
## Annexe (8) : Courbe caractéristique de la pompe SRI

Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

PM 150/ 8 B	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	190 l/s
Hauteur de refoulement	187 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	95 l/s
Hauteur de refoulement	187 m
Puissance absorbée	230 kW
Rendement	76,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	284 m
Orif. de refoulement	150 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	250 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	2850 kg

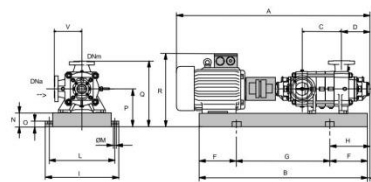
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement				
UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

## Dimensions mm

A = 3459  
B = 2867  
C = 1110  
D = 351  
DNa = 200  
DNm = 150  
E = 236  
F = 400  
G = 2067  
H = 636  
I = 870  
L = 820  
M = 20  
N = 180  
O = 42  
P = 535  
Q = 905  
R = 1080  
V = 370



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
18.06.2017	1		

## Annexe (9) : Courbe caractéristique de la pompe SR2

Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

## PM 150/ 6 C

## Caractéristiques requises

Débit	190 l/s
Hauteur de refoulement	119 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3

## Caractéristiques de la pompe

Débit	95 l/s
Hauteur de refoulement	119 m
Puissance absorbée	154 kW
Rendement	74,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	194 m
Orif. de refoulement	150 mm

## Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	200 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

## Limites opérationnelles

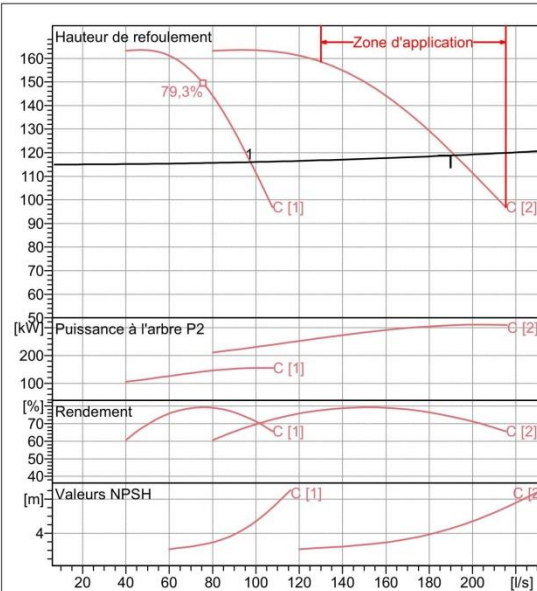
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s

## Caractéristiques générales

Poids	2340 kg
-------	---------

## Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



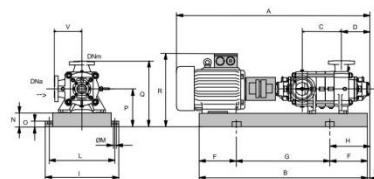
## Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

## Dimensions mm

A = 3067  
B = 2467  
C = 860  
D = 351  
DNa = 200  
DNm = 150  
E = 241  
F = 400  
G = 1667  
H = 641  
I = 870  
L = 820  
M = 20  
N = 160  
O = 42  
P = 475  
Q = 845  
R = 941  
V = 370



Notes:

Date 18.06.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------



## Annexe (10) : Courbe caractéristique de la pompe SR3

Modena - Italy

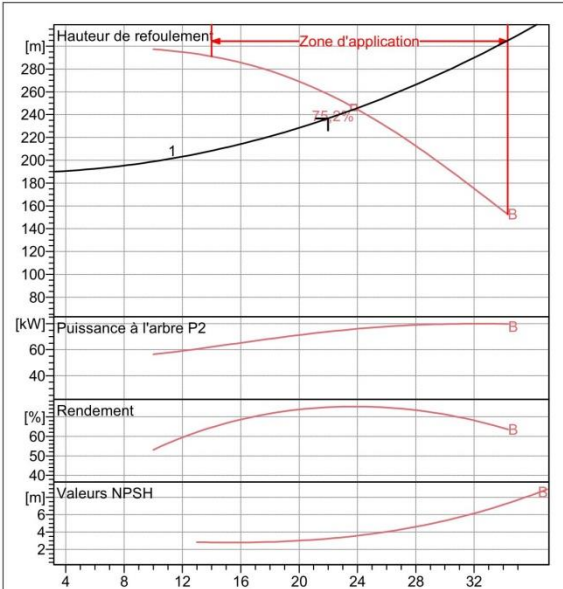
COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

## PM 80/ 6 B

<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	22 l/s
Hauteur de refoulement	237 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	23,9 l/s
Hauteur de refoulement	245 m
Puissance absorbée	75,9 kW
Rendement	75,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	307 m
Orif. de refoulement	80 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	90 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	887 kg

## Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



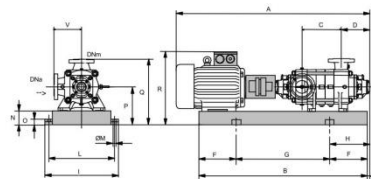
## Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

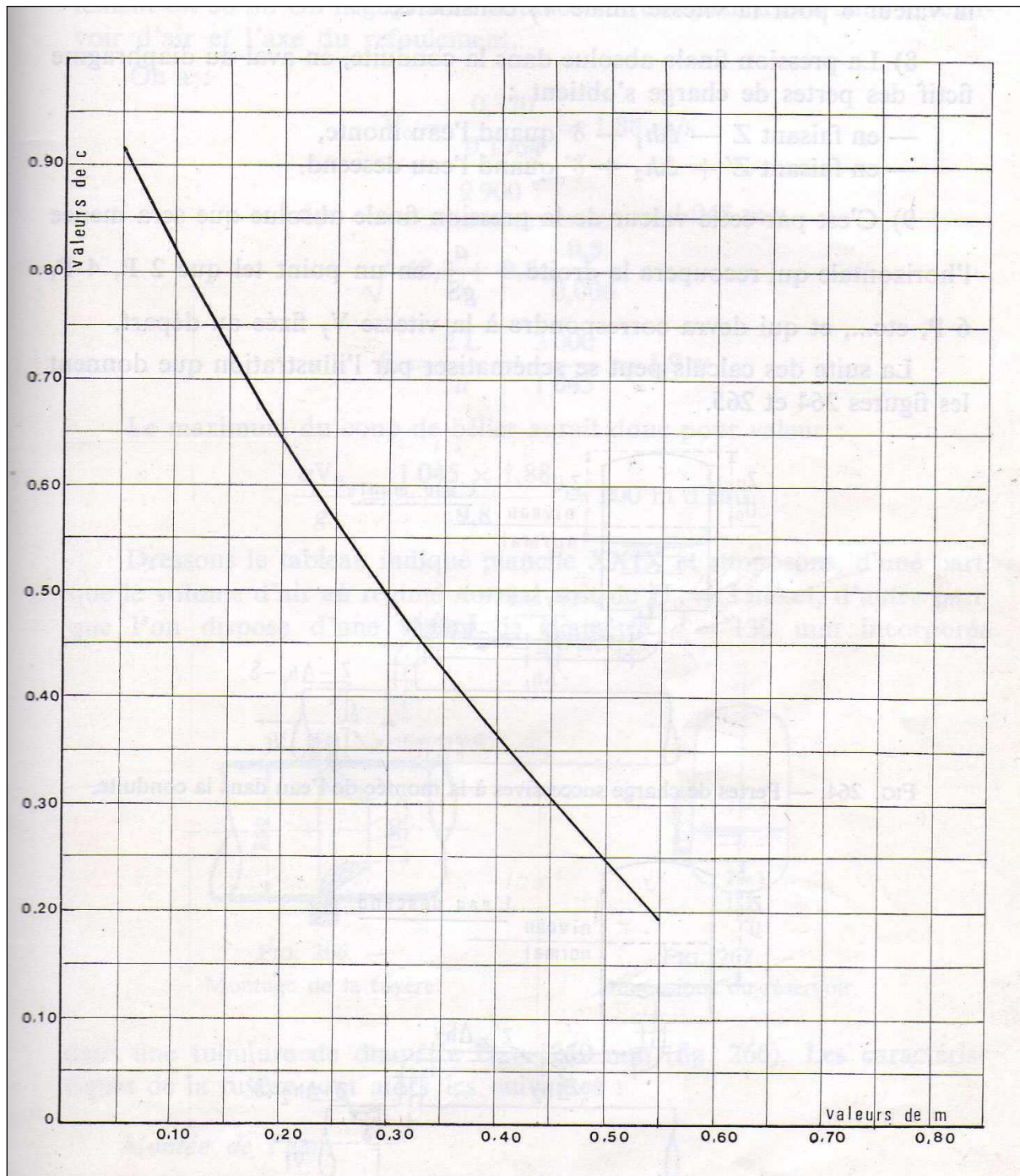
## Dimensions mm

A = 2064  
B = 1737  
C = 450  
D = 274  
DNa = 100  
DNm = 80  
E = 185  
F = 300  
G = 1137  
H = 485  
I = 670  
L = 620  
M = 20  
N = 140  
O = 45  
P = 420  
Q = 665  
R = 836  
V = 245



Notes:

Date 18.06.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (11) : Coefficient de perte de charge  $c$  dans une tuyère

*Annexe (12) : Valeur des pressions aux nœuds (cas de pointe)*

Nœud	Pression au nœud trouvée par logiciel	
	Epanet	Watercad
1	20,85	20,85
2	8,48	8,48
3	31,04	31,03
4	26,46	26,45
5	19,55	19,55
6	15,53	15,54
7	13,08	13,09
8	18,33	18,33
9	8,75	8,76
10	24,52	24,52
11	19,65	19,65
12	18,60	18,6
13	26,73	26,73
14	23,42	23,42
15	33,78	33,77
16	33,79	33,79
17	33,84	33,84
18	34,93	34,93
19	35,39	35,39
20	35,77	35,77
21	33,10	33,1
22	41,73	41,72
23	43,94	43,94

Annexe (13) : Valeur des vitesses et des pertes de charge (cas de pointe)

Conduite	Epanet		Watercad	
	Vitesse (m/s)	Perte de charge unitaire (m/Km)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unitaire (m/km)
1	1,4	15,42	1,4	15,38
2	0,5	10,07	0,5	10,03
3	1,22	12,07	1,22	12,04
4	0,97	18,72	0,97	18,89
5	0,72	18,96	0,72	18,89
6	0,39	8,6	0,39	8,56
7	0,72	14,5	0,72	14,46
8	0,68	17,07	0,68	17,02
9	0,36	7,39	0,36	7,36
10	0,73	4,74	0,73	4,73
11	1,04	20,79	1,04	20,74
12	0,67	9,55	0,67	9,52
13	0,64	11,8	0,64	11,76
14	0,36	5,58	0,36	5,56
15	0,93	13,77	0,93	13,73
16	0,39	6,44	0,39	6,42
17	0,56	6,89	0,56	6,87
18	0,41	7,05	0,41	7,02
19	0,64	8,84	0,64	8,81
20	0,6	18,38	0,6	18,31
21	0,16	1,91	0,16	1,9
22	0,61	14	0,61	13,95
23	0,31	5,73	0,31	5,71

## Résumé

Dans ce travail, nous avons réalisé une étude d'alimentation en eau potable sur un horizon de 25 ans. Comme étude de cas, nous avons pris comme exemple le centre de Seddouk et sa périphérie représenté par Tibouamouchine, Sidi Mouffok, Ighil N'Djiber, Takaatz et Seddouk Ouadda. Cet ensemble de village sera alimenté à partir d'un point de piquage de la conduite du transfert du barrage Tichy-Haf- Béjaia.

Pour mener à bien cette étude, nous avons, d'une part, étudié toutes les étapes nécessaires afin d'aboutir à une meilleure conception-dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable ; d'autre part, exploité plusieurs logiciels.

Au préalable, après avoir présenté la zone d'étude, nous avons procédé à l'estimation des besoins actuels et futurs. Par la suite, nous avons conçu et dimensionné les réservoirs et les conduites d'adduction. Afin de protéger les conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, nous avons préconisé des réservoirs d'air. Le transfert de l'eau des points bas vers des points haut nous a amené à faire le choix des pompes adéquates concernant quatre stations de reprises. En dernier lieu, nous avons conçu et dimensionné un réseau de distribution. Nous avons opté pour le réseau du village Sidi Mouffok.

Concernant les logiciels, nous avons exploité google earth, global mapper, civil 3D pour le calage et la réalisation des plans de masse et topographique. L'installation de Watercad sur Autocad nous a facilité le passage des plans vers la conception de notre réseau sur Watercad. Ce qui nous a permis, par la suite, de faire une comparaison entre deux logiciels de simulation des réseaux d'alimentation en eau potable à savoir Epanet et Watercad.

**Mots clés:** Alimentation en eau potable, Google earth, Global mapper, Civil 3D, Watercad, Epanet.

## Abstract

In this work, we have made a study of a water supply for a horizon of 25 years. As a case of study, we have taken as example the center of the locality of Seddouk and its periphery represented by Tibouamouchine, Sidi Mouffok, Ighil N'Djiber, Takaatz and Seddouk Ouadda. These whole villages will be fed from a pricking point from the transfer pipe of the dam of Tichy-Haf – Béjaia.

To conclude this study, on one hand, studied all the steps necessary in order to lead to a better design dimensioning of a feeder system of drinking water; in the other hand, we have exploited several software.

As a preliminary, after having presented the zone of study, we have carried out the estimate of the present and the future needs of drinking water. Thereafter, we have designed and dimensioned the tanks and the pipeline of adduction. In order to protect the discharge pipes against the phenomenon of the water hammer, we have recommended air receivers. The transfer of the water from the low points to highest points led us to make the choice of the adequate pumps concerning four stations of recoveries. Lastly, we have conceived and dimensioned a distribution network. We have chosen the network of the village Sidi Mouffok.

Concerning the software, we have exploited google earth, global mapper, civil 3D for the altimeter sitting and the realization of the topographic and ground plans. With The installation of Watercad on Autocad have facilitated the design of our network on Watercad. That allowed us, thereafter, to make a comparison between two soft wares of simulation of drinking water systems namely Epanet and Watercad.

**Keywords:** water supply, Google earth, Global mapper, Civil 3D, Watercad, Epanet

## ملخص

في هذا العمل قمنا بدراسة امدادات مياه الشرب في افق 25 عام و كمثال للدراسة أخذنا مركز صدوق و ضواحيها الممثلة في تيبوعموشين، سيدي موفوق، اغيل نحيبير، تقاعت و صدوق وادي هذه القرى ستزود بمياه الشرب انطلاقا من نقطة غرز أنبوب نقل سد تيشي حاف بجاية لكي نقوم بعمل متقن درسنا كل المراحل الأساسية للوصول الى أفضل تصميم حساب شبكة تزويد مياه الشرب من جهة، و من جهة أخرى، قمنا باستعمال عدة برامج بعد تقديم منطقة الدراسة، قمنا بتقدير الاحتياجات المائية و المستقبلية، ثم صممنا و حسبنا أحجام خزانات المياه و قنوات و الإمدادات. لغرض حماية قنوات الضخ ضد ظاهرة المطرقة المائية اقترحنا خزانات هوائية. إنتقال الماء من نقطة سفلى إلى نقطة أعلى أدى بنا إلى اختيار المضخات المناسبة للمحطات الأربع. قمنا بتصميم و حساب شبكة التوزيع لقرية سيدي موفوق بالنسبة للبرامج استغلنا فوكل أورث، قلوبل ماير سيبيل 3 أبعاد لأجل تركيب و تشكيل خريطة تفصيلية للموقع. تركيب الواتركاد داخل الأتوكاد سهل لنا المهمة للانتقال من الخرائط إلى التصاميم على الواتركاد. هذا ما سمح لنا بالقيام بالمقارنة بين برنامجين لمحاكاة شبكة توزيع المياه هما: الواتركاد و الإيبانات.

**الكلمات المفتاحية:** تزويد المياه الصالحة للشرب، فوكل أورث، قلوبل ماير، سيبيل 3 أبعاد، واتركاد، إيبانات

