



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

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**ZEBBOUDJI Melissa**

**ZERRAG Katia**

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

Option : **Hydraulique urbaine**

### INTITULE :

**RENFORCEMENT EN EAU POTABLE DE LA ZONE DE TIZI ADJISSA  
A PARTIR DE LA CHAINE D'AEP DE SEMAOUN, DAIRA  
D'AMIZOUR, WILAYA DE BEJAIA**

Soutenu le **30/06 /2018** devant le jury composé de :

- Président : **M<sup>r</sup> IKNI Tahar**
- Promoteurs : **M<sup>r</sup> BERREKSI Ali**

**M<sup>r</sup> BEDJOU Abdelhamid**

- Examineur : **M<sup>r</sup> HAMMOUCHE Abderrahmane**

# Remerciements

*On remercie le bon Dieu le tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour mener ce travail à terme.*

*On tient tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude et un grand respect à notre promoteur Mr **BERREKSI Ali**. Pour la clarté de ses enseignements, son soutien indéfectible, sa générosité, sa gentillesse, son aide, ses spéciaux conseils, son orientation et sa patience à toute épreuve afin que ce mémoire soit mené à bien.*

*Nous remercions notre Co-promoteur Mr **BEDJOU Abdelhamid**. Qui n'a pas hésité à mettre à notre disposition ses connaissances, ses multiples conseils et instructions et qui nous a également dirigés tout le long de ce travail.*

*Nous voudrions remercier spécialement Monsieur le subdiviseur de la subdivision d'Amizour Mr **HAMACHI. M.** et l'ensemble du personnel de La Subdivision d'Hydraulique d'Amizour pour leurs aides et avoir mis à notre disposition tout les documents et données afin de réaliser ce modeste travail.*

*Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres de jury d'avoir accepter de juger ce modeste travail.*

*Nous tenons à exprimer encore notre gratitude à tous nos enseignants du département d'hydraulique pour leurs assistantes pédagogiques et scientifiques.*

# *Dédicaces*

*Avec l'aide et la grâce de Dieu est achevé ce modeste travail que je dédie à :*

*Mes parents RABAH et FARIDA pour Leurs sacrifices et amours durant toutes  
mes années d'études*

*Ma petite sœur SONIA*

*Mes frères, SOFIAN, HAMID, MAHDI et ALI*

*Toute la famille ZERRAG*

*La famille LALAOUI*

*Mon binôme Melissa*

*Tous ceux qui m'ont encouragé pendant la durée de la réalisation de ce travail*

*Tout le personnel et tous mes collègues qui ma soutenu au long de mes études,*

*au niveau de L'université targua ouzemour de Bejaia.*

*Merci pour tous*

*KATIA*

# *Dédicaces*

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

*Mes chers parents **M'hand** et **Zahia** qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont  
donnés un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront  
dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour*

*Mes très chers frères et mes sœurs: **Yassin, Omar, Amel et Warda***

***Farouk** pour tout le soutien et l'aide  
qu'il m'a apporté*

*Toute la famille*

*Mon binôme **Katia***

*Tous mes amis sans exception.*

*MELISSA*

# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins</b>	
I-1-Introduction .....	2
I-2-Présentation de la commune de Semaoun .....	2
I-2-1-Situation Géo-topo-morphologie .....	2
I-2-2-Situation administrative .....	2
I-2-3-Population .....	2
I-2-4-Situation climatique .....	4
I-2-4-1-Température .....	4
I-2-4-2-Les vents .....	4
I-2-4-3-Pluviométrie .....	4
I-2-5-Situation hydraulique actuelle.....	4
I-3- Description du système d'A.EP existant dans la commune de Semaoun .....	5
I-4- Situation démographique de la région d'étude.....	6
I-4-1-Choix du taux d'accroissement.....	8
I-4-2-Evaluation de la population aux divers horizons .....	8
I-4-3-Choix des normes de consommations.....	9
I-4-3-1-Choix de la norme de consommation domestique .....	9
I-4-3-2-Les normes de consommations pour les différents utilisations .....	9
I-4-4-Les différents équipements existants .....	9
I-4-5- Calcul des besoins.....	10
I-4-5-1- Besoins domestiques .....	10
I-4-5-2-Besoins scolaires .....	11
I-4-5-3-Besoins sportifs .....	11
I-4-5-4-Besoins socio culturels.....	11
I-4-5-5-Besoins administratifs .....	12
I-4-5-6-Besoins cheptels .....	12
I-4-5-7-Besoin Sanitaires.....	13
I-4-6-Besoins des équipements .....	13
I-4-7-Estimation des débits des équipements pour l'horizon 2050 pour chaque zones .....	14
I-4-8-Calcul du débit moyen journalier $Q_{moy j}$ .....	14
I-4-9-Variation de la consommation journalière .....	15

I-4-9-1-Consommation minimale journalière ( $Q_{\min j}$ ).....	15
I-4-9-2-Consommation maximale journalière ( $Q_{\max j}$ ) .....	16
I-4-10-Calcul de débit de pointe( $Q_{\text{pointe}}$ ) .....	16
I-4-11-Tableau récapitulatif .....	17
I-4-12-Calcul du déficit ( $D_{\text{éf}}$ ) .....	18
I-4-13-Bilan des ressources-besoins.....	18
I-5-Conclusion.....	18

## Chapitre II : Les réservoirs

II-1- Introduction.....	19
II-2-Fonction générales des réservoirs .....	19
II-2-1-Fonctions Techniques .....	19
II-2-2-Fonctions économiques .....	19
II-3-Emplacement des réservoirs .....	19
II-4-Classification des réservoirs .....	20
II-5- Choix du type de réservoir .....	20
II-6- Equipement des réservoirs .....	21
II-6-1-Conduite d'arrivé ou d'alimentation.....	21
II-6-2-Conduite de départ ou de distribution.....	21
II-6-3-Conduite de trop-plein .....	22
II-6-4-Conduite de décharge ou de vidange .....	22
II-6-5-Conduite by-pass .....	22
II-6-6-Matérialisation de la réserve d'incendie .....	22
II-7-Capacité théorique du réservoir .....	23
II-7-1- Méthode analytique .....	23
II-7-1-1- Détermination de la valeur de P .....	23
II-7-1-2-Le volume total du réservoir .....	24
II-7-2- Méthode graphique .....	24
II-8-Détermination des capacités des réservoirs .....	24
II-8-1-Dimensionnement du réservoir de la zone 1 (R1) .....	24
II-8-2-Dimensionnement du réservoir de la zone 2 (R2) .....	26
II-8-3-Dimensionnement du réservoir de la zone 3 (R3) .....	28
II-8-4-Dimensionnement du réservoir de la zone 4 (R4) .....	30
II-8-5-Dimensionnement du réservoir de la zone 5 (R5) .....	31
II-9-Détermination de la capacité des stations de reprises .....	34
II-9-1-Station de reprise NSR1 .....	34

II-9-2-Station de reprise NSR2 .....	35
II-10- Conclusion .....	38

### **Chapitre III : Adduction**

III-1-Introduction .....	39
III-2-Choix du tracé.....	39
III-2-1- Conditions techniques .....	39
III-2-2-conditions économiques .....	39
III-3-Choix du type de conduite : .....	39
III-4-description du schéma d'adduction .....	40
III-5- Equipements de l'adduction .....	41
III-5-1-Robinet-vanne .....	41
III-5-1-1-Robinets-vanne à opercule .....	41
III-5-1-2-Vanne-papillon.....	41
III-5-1-3-Robinet de vidange .....	42
III-5-2-Ventouse.....	42
III-5-3-Les clapets anti-retour .....	43
III-5-4-Les crépines .....	43
III-6-Prix des conduites .....	43
III-7-Méthode de calcul .....	43
III-7-1- Cas de refoulement .....	43
III-7-1-1-Calcul des pertes de charge.....	43
III-7-1-2- La hauteur manométrique totale HMT.....	45
III-7-1-3-Puissance des pompes .....	45
III-7-1-4-Energie consommée par la pompe .....	46
III-7-1-5-Frais d'exploitation .....	46
III-7-1-6-Frais d'amortissement :.....	46
III-7-2-Cas gravitaire : .....	47
III-8-Calcul des diamètres économiques.....	47
III-8-1- Adduction gravitaire.....	47
III-8-2-Adduction par refoulement.....	50
III-9-Récapitulatif des résultats .....	56
III-10-Conclusion : .....	57

## Chapitre IV: Les pompes

IV-1- Introduction .....	58
IV-2- Différents types des pompes.....	58
IV-2-1- Pompes volumétriques .....	58
IV-2-2-Turbo-pompes .....	58
IV-3- Choix des pompes .....	58
IV-4-Classification des pompes centrifuges.....	59
IV-5- Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges .....	60
IV-5-1- Hauteur manométrique (HMT) .....	60
IV-5-2- La vitesse de rotation(N) .....	60
IV-5-3-La puissance .....	60
IV-5-3-1-La puissance absorbée par la pompe (Pa) .....	60
IV-5-3-2-La puissance hydraulique (la puissance utile).....	61
IV-5-4- Le rendement ( $\eta$ ) .....	61
IV-6- Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	61
IV-6-1- La courbe hauteur-débit ( $H = f(Q)$ ).....	61
IV-6-2- La courbe rendement – débit ( $\eta = f(Q)$ ) .....	61
IV-6-3- La courbe des puissances absorbées – débit ( $Pa = f(Q)$ ).....	61
IV-7- Le point de fonctionnement de la pompe .....	62
IV-7- 1- Réduction où augmentation du temps de pompage .....	62
IV-7-2- Régulation par étouffement (Le vannage).....	63
IV-7- 3- Rognage de la roue .....	63
IV-7- 4- Variation de la vitesse de rotation .....	63
IV-8-Equipements des stations de pompage .....	64
IV-8-1- Les équipements d'aspiration .....	64
IV-8-1-1- Crépine .....	64
IV-8-1- 2- Clapet anti-retour .....	65
IV-8-1-3- Vanne .....	65
IV-8-2- Les équipements de refoulement.....	65
IV-8-2- 1- Joint de raccordement .....	65
IV-8-2-2- Clapet de refoulement .....	65
IV-8-2-3- Vanne de refoulement .....	65

IV-9-Les modes de couplage.....	65
IV-9-1- Couplage en série .....	65
IV-9-2- Couplage en parallèle .....	65
IV-10-Etude de la cavitation .....	66
IV-10-1-LeNPSH requis (NPSH)r .....	66
IV-10-2-Le NPSH disponible (NPSH)d .....	66
IV-11-Choix de types de pompe pour les différentes stations de pompage.....	68
IV-11-1-La pompe installées sur la station de reprise NSR1 .....	68
IV-11-2-La pompe installées sur le réservoir R1 .....	69
IV-11-3-La pompe installées sur le réservoir R2 .....	72
IV-11-4-La pompe installées sur le réservoir R3 .....	75
IV-11-5-La pompe installées sur le réservoir NSR2 .....	78
IV-11-6-Tableau récapitulatif.....	80
IV-12-Conclusion.....	80

## **CHAPITRE V : Protection et pose des conduites**

V-1-Introduction.....	81
V-2- Causes du phénomène.....	81
V-3-Moyens de protection contre le régime transitoire .....	81
V-3-1-Les volants d'inertie .....	81
V-3-2- Les soupapes de décharge.....	81
V-3-3- Les vouteuses .....	82
V-3-4- Réservoirs d'air.....	82
V-3-5- Cheminée d'équilibre.....	83
V-4-Etude du coup de bélier .....	84
V-4-1- Valeur numérique de coup de bélier .....	84
V-5- Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons .....	85
V-5-1- protection des tronçons de refoulement.....	85
V-5-1-1-Méthode de calcul d'un réservoir d'air.....	85
V-5-1-2-Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air .....	86
V-5-1-3-Principe de calcul .....	86
V-5-1-4-Principe de construction de l'épure de BERGERON .....	86
V-5-1-5-Principe de calcul du réservoir d'air .....	86

V-5-1-6-Application pour les différents tronçons .....	88
V-5-2- protection du tronçon gravitaire.....	104
V-6- Pose des conduites .....	105
V-6-1- Exécution et aménagement de la tranchée .....	105
V-6-2-Essai de pression.....	106
V-6-3-Le remblayage .....	106
V-6-4- Stabilisation des conduites.....	106
V-6-5-Traversée des points spéciaux .....	108
V-6-5-1-Traversée d'une route .....	108
V-6-5-2-Traversée d'une rivière ou d'un oued.....	108
V-6-5-3-Pose en élévation .....	109
V-6-5-4-Désinfection des conduites .....	109
V-7-Conclusion .....	109

## **Chapitre VI: Distribution**

VI-1- Introduction .....	110
VI-2- Classification des réseaux de distribution .....	110
VI-2-1- La classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération.....	110
VI-2-1-1-Réseau unique .....	110
VI-2-1-2-Réseau en zones étagées .....	110
VI-2-2- Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau .....	110
VI-2-2-1- Réseau ramifié.....	110
VI-2-2-2-Réseau maillé.....	110
VI-2-2-3- Réseau mixte .....	111
VI-3- Description du réseau de distribution .....	111
VI-4- les principes du tracé du réseau .....	111
VI-5- Choix du type de conduites .....	111
VI-6- Exigences du réseau de distribution .....	111
VI-7- Modélisation et simulation du réseau .....	112
VI-7-1- Présentation du logiciel EPANET.....	112

---

VI-7-2- Utilisation du logiciel EPANET .....	112
VI-7-3- Modélisation du réseau .....	112
VI-7-3-1-Au niveau des nœuds .....	113
VI-7-3-2- Au niveau des arcs .....	113
VI-7-3-3- Au niveau des réservoirs .....	113
VI-8- Calcul hydraulique .....	114
VI-8-1- Les pertes de charge .....	114
VI-8-2-Calcul de pression .....	114
VI-8-3- Calcul du vitesse .....	115
VI-8-4 Calcul du diamètre des conduites .....	115
VI-8-5-Calcul des débits .....	115
VI-8-5-1-Débit de pointe .....	115
VI-8-5-2- Débit Spécifique.....	116
VI-8-5-3-Débit de route.....	116
VI-8-5-4- Débit du tronçon .....	116
VI-9- Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau ramifié.....	117
VI-9-1- Calcul manuel .....	117
VI-9-2- Calcul par logiciel EPANET.....	118
VI-10- Conclusion.....	120
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>123</b>
<b>Bibliographie.....</b>	<b>124</b>

## Liste des figures

Figure (I-1): Situation géographique de la région étudiée .....	3
Figure (I-2): Carte des communes de la wilaya de Bejaia .....	3
Figure (I-3): Schématisation de la chaine d'adduction existante de Semaoun.....	5
Figure (I-4) : Diagramme circulaire du recensement de la population 2008(RGPH 2008).....	7
Figure (I-5): Evaluation de la population de chaque zone aux divers horizons .....	8
Figure (I-6): Evaluation de la population totale des zones aux divers horizons .....	9
Figure (II-1) : Emplacement d'un réservoir .....	20
Figure (II-2): Schéma général d'un réservoir semi-enterré .....	21
Figure (II-3): Equipement de réservoir .....	22
Figure (II-4): Schéma final des réservoirs existants et projetés associés pour chaque zone.....	37
Figure (III-1) : Schéma du système d'adduction de la région étudiée .....	41
Figure (III-2) : Robinets-vanne à opercule.....	42
Figure (III-3) : Vanne-papillon.....	42
Figure (III-4) : Ventouses.....	43
Figure (IV-1) : Les différents types de pompes centrifuge .....	59
Figure (IV-2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	62
Figure (IV-3) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré .....	64
Figure (IV-4) : Schéma d'une installation d'une pompe en charge .....	67
Figure (IV-5) : Schéma d'une installation d'une pompe en dépression.....	67
Figure (IV-6) : Courbe de la pompe NSR1 .....	69
Figure (IV-7) : Courbe de la pompe R1 .....	70
Figure (IV-8) : Courbe de la pompe R2 .....	73
Figure (IV-9) : Courbe de la pompe R3 .....	76
Figure (IV-10) : Courbe de la pompe NSR2 .....	79

Figure (V-1): Soupape de décharge.....	82
Figure (V-2) : Schéma d'un réservoir d'air (anti-bélier) .....	82
Figure (V-3) : Variation des volumes d'air dans un réservoir anti bélier .....	83
Figure (V-4) : Schéma d'une cheminée d'équilibre.....	83
Figure (V-5) : Epure de BERGERON pour le tronçon NSR1-R1 .....	90
Figure (V-6) : Enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire NSR1-R1.....	90
Figure (V-7) : Variation de la pression absolue en fonction de temps de tronçon NSR1-R1 .....	91
Figure (V-8) : Epure de BERGERON pour le tronçon R1-R2.....	93
Figure (V-9) : Enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire R1-R2.....	94
Figure (V-10) : Variation de la pression absolue en fonction de temps de tronçon R1-R2 .....	94
Figure (V-11) : Epure de BERGERON pour le tronçon R2-R3.....	96
Figure (V-12) : Enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire R2-R3.....	97
Figure (V-13) : Variation de la pression absolue en fonction de temps de tronçon R2-R3 .....	97
Figure (V-14) : Epure de BERGERON pour le tronçon R3-R4.....	99
Figure (V-15) : Rapport des pressions en régime permanent et transitoire R3-R4 .....	100
Figure (V-16):Variation de la pression absolue en fonction du temps de tronçon R3-R4.....	100
Figure (V-17) : Epure de BERGERON pour le tronçon NSR2-R5 .....	102
Figure (V-18) : Rapport des pressions en régime permanent et transitoire NSR2-R5.....	103
Figure (V-19) :Variation de la pression absolue en fonction du temps de tronçon NSR2-R5....	103
Figure (V-20) : Coupe transversale d'une fouille .....	106
Figure (V-21) : Butée sur un branchement.....	107
Figure (V-22) : Butée sur un coude horizontal.....	107
Figure (V-23) : Butée sur un coude vertical.....	107
Figure (V-24) : Butée sur un cône.....	107
Figure (V-25) : Traversée d'une route .....	108
Figure (V-26) : Traversée d'une rivière ou d'un Oued .....	108
Figure (VI-1) : Tracé du réseau ramifié avant la simulation.....	121
Figure (VI-2) : Tracé du réseau ramifié après la simulation .....	122

# Liste des tableaux

Tableau (I-1) : Les ressources qui alimente la zone d'étude.....	4
Tableau (I-2): Nombre d'habitant de la région étudiée en 2008.....	6
Tableau (I-3): Préservation de la population aux divers horizons.....	8
Tableau (I-4) : Norme de consommation pour les différentes utilisations.....	9
Tableau (I-5) : Equipements existants.....	10
Tableau (I-6) : Besoins domestiques à différents horizons.....	10
Tableau (I-7): Besoins scolaires.....	11
Tableau (I-8) : Besoins sportifs.....	11
Tableau (I-9) : Besoins socioculturels.....	12
Tableau (I-10) : Besoins administratifs.....	12
Tableau (I-11) : Besoins cheptels.....	13
Tableau (I-12) : Besoins sanitaires.....	13
Tableau (I-13) : Récapitulatif des différents besoins d'équipements.....	14
Tableau (I-14) : Estimation du débit d'équipements pour l'horizon 2050.....	14
Tableau (I-15) : Débit moyen journalier à différents horizons.....	15
Tableau (I-16) : Débit minimum journalier à différents horizons.....	16
Tableau (I-17) : Débit maximum journalier à différents horizons.....	16
Tableau (I-18) : Variation des valeurs de $\beta_{\max}$ .....	17
Tableau (I-19) : Les valeurs de $\beta_{\max}$ et $K_{\max h}$ .....	17
Tableau (I-20) : Débits de pointes à différents horizons.....	17
Tableau (I-21) : Récapitulatif des résultats.....	18
Tableau (I-22) : Bilan ressources-besoins.....	18
Tableau (II-1): Dimensionnement du réservoir R1.....	25
Tableau (II-2): Dimensionnement du réservoir R2.....	27
Tableau (II-3): Dimensionnement du réservoir R3.....	28
Tableau (II-4): Dimensionnement du réservoir R4.....	30
Tableau (II-5): Dimensionnement du réservoir R5.....	32
Tableau (II-6): Dimensionnement de la station de reprise NSR1.....	34
Tableau (II-7): Dimensionnement de la station de reprise NSR2.....	36
Tableau (III-1): Calcul de ( $\Delta HT$ ) du tronçon CV-NSR1.....	48

Tableau (III-2): Calcul de ( $\Delta H_T$ ) du tronçon R3-NSR2 .....	49
Tableau (III-3): Calcul de la HMT du tronçon NSR1-R1 .....	51
Tableau (III-4): Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (NSR1-R1).....	51
Tableau (III-5) : Calcul du bilan (NSR1-R1) .....	51
Tableau (III-6): Calcul de la HMT du tronçon R1-R2 .....	52
Tableau (III-7) : Calcul des frais d'exploitation et amortissement (R1-R2) .....	52
Tableau (III-8) : Calcul du bilan (R1-R2) .....	52
Tableau (III-9): Calcul de la HMT du tronçons R2-R3.....	53
Tableau (III-10): Calcul des frais d'exploitation et amortissement (R2-R3) .....	53
Tableau (III-11) : Calcul du bilan (R2-R3) .....	54
Tableau (III-12): Calcul de la HMT du tronçon R3-R4 .....	54
Tableau (III-13): Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement(R3-R4).....	55
Tableau (III-14): Calcul du bilan (R3-R4) .....	55
Tableau (III-15): Calcul de la HMT du tronçon NSR2-R5 .....	56
Tableau (III-16): Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (NSR2-R5).....	56
Tableau (III-17): Calcul du bilan (NSR2-R5) .....	56
Tableau (III-18) : Récapitulatif des différents diamètres calculés dans la zone d'étude .....	57
Tableau (IV-1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température .....	68
Tableau (IV-2) : Les caractéristiques des différentes pompes choisies .....	80
Tableau (V-1) : Calcul de la valeur maximal du coup de bélier pour les différents tronçons .....	85
Tableau (V-2) : Calcul du réservoir d'air de tronçon NSR1-R1 .....	90
Tableau (V-3) : Calcul du réservoir d'air de tronçon R1-R2 .....	85
Tableau (V-4) : Calcul du réservoir d'air de tronçon R2-R3 .....	96
Tableau (V-5) : Calcul du réservoir d'air de tronçon R3-R4 .....	99
Tableau (V-6) : Calcul du réservoir d'air de tronçon NSR2-R2 .....	102
Tableau (V-7) : Calcul du coup de bélier pour le tronçon (R3-NSR2) .....	104
Tableau (V-8) : Calcul du coup de bélier dans le système 1 après le temps de fermeture.....	105
Tableau (VI-1) : Calcul des différentes caractéristiques hydraulique du réseau de distribution.	117
Tableau (VI-2) : Etat des arcs du réseau ramifié .....	118
Tableau (VI-3) : Etat des nœuds du réseau ramifié .....	119

## Liste des symboles

- A** : Amortissement annuel (Annuité).  
**a** : Célérité de l'onde.  
**B** : La valeur maximale du coup de bélier.  
**CR** : Cote radier.  
**CTN** : Cote Terrain Naturel.  
**CTP** : Cote Trop Plein.  
**C<sub>pi</sub>** : Cote piézométrique du nœud considéré (m).  
**CV** : Chambre vanne.  
**D** : Diamètre de la tubulure.  
**D<sub>Ext</sub>** : Diamètre extérieur de la conduite.  
**D<sub>éf</sub>** : Déficit.  
**D<sub>int</sub>** : Diamètre intérieur de la conduite.  
**D<sub>N</sub>** : Diamètre normalisé.  
**d** : Diamètre de la tuyère.  
**d'** : Diamètre de la veine contractée.  
**E** : énergie annuelle consommée par la pompe (Kwh).  
**ep** : Prix d'un Kwh fixé par la SONELGAZ.  
**e** : Epaisseur de la conduite.  
**F<sub>amortissement</sub>** : Frais d'amortissement.  
**F<sub>exploitation</sub>** : Frais d'exploitation.  
**g** : Accélération de la pesanteur.  
**H** : Hauteur du réservoir.  
**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<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique.  
**H<sub>ext</sub>** : Charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite.  
**H<sub>inc</sub>** : Hauteur du volume d'incendie.  
**H<sub>v</sub>** : Tension maximale de vapeur d'eau.  
**H<sub>d</sub>** : La valeur de la dépression maximale.  
**HMT** : La hauteur manométrique totale.  
**H<sub>s</sub>** : La valeur de la surpression maximale.  
**H<sub>0</sub>** : Pression absolue dans la conduite.  
**h** : Perte de charge engendrée par vannage.  
**i** : Taux d'annuité.  
**J** : Pertes de charge par unité de longueur.  
**J<sub>asp</sub>** : Pertes de charge à l'aspiration.  
**J<sub>ref</sub>** : Pertes de charge au refoulement.  
**J<sub>v</sub>** : Perte de charge dans les vannes.  
**K** : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite.  
**K<sub>maxh</sub>** : Coefficient de variation horaire maximale.  
**K<sub>max,j</sub>** : Coefficient d'irrégularité maximale.  
**K<sub>min,j</sub>** : Coefficient d'irrégularité minimale.  
**K<sub>f</sub>** : Coefficient de fuite.  
**L** : Longueur de la conduite en (m).

**$L_{ij}$**  : La longueur du tronçon considéré.  
 **$m$**  : Coefficient de rognage.  
 **$N$**  : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).  
 **$n$**  : Nombre d'année d'amortissement la conduite ( $n=32$  ans).  
 **$NPSH_a$**  : Charge nette minimale disponible à l'aspiration.  
 **$NPSH_r$**  : Charge nette minimale requise à l'aspiration.  
 **$P$**  : Puissance de pompage en (Kwh).  
 **$P_i$**  : Pression au sol du nœud considéré (m).  
 **$P_a$**  : Puissance absorbée par la pompe en (Kw).  
 **$P_{atm}$**  : Pression atmosphérique au niveau de la mer.  
 **$PK$**  : Point de piquage dans la conduite de barrage de Tichi-Haff.  
 **$P_n$**  : Population future à l'horizon considéré.  
 **$P_u$**  : La puissance utile par la pompe.  
 **$P_0$**  : Population de l'année de référence.  
 **$P\%$**  : Résidu maximal dans le réservoir.  
 **$Q$**  : Débit refoulé dans la conduite.  
 **$Q_{Aval}$**  : Le débit qui est transité par la conduite.  
 **$Q_{équi}$**  : Les besoins des équipements.  
 **$Q_{dom}$**  : Les besoins domestiques.  
 **$Q_{max,j}$**  : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.  
 **$Q_{min,j}$**  : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.  
 **$Q_{moy,j}$**  : Consommation moyenne journalière des consommateurs.  
 **$Q_{nd}$**  : Débit au nœud ( $m^3/s$ ).  
 **$Q_{pointe}$**  : Débit de pointe.  
 **$Q_r$**  : Débit de route.  
 **$Q_{spi}$**  : Débit spécifique.  
 **$Re$**  : Nombre de Reynolds.  
 **$R$**  : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.  
 **$r$**  : Le pourcentage de rognage.  
 **$S$**  : Section de la conduite.  
 **$t$**  : Température de l'eau.  
 **$T_{ac}$**  : Taux d'accroissement.  
 **$T_p$**  : Temps de pompage (h).  
 **$T$**  : Temps de fermeture de la vanne.  
 **$U_0$**  : Volume d'air initial.  
 **$U$**  : Nouveau volume d'air.  
 **$U_{max}$**  : Volume maximal dans le réservoir d'air.  
 **$U_{min}$**  : Volume minimal dans le réservoir d'air.  
 **$V$**  : Vitesse d'écoulement en m/s.  
 **$V_f$**  : Vitesse finale choisie.  
 **$V_m$**  : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.  
 **$V_{max}$**  : Volume maximale de stockage pour la consommation.  
 **$V_0$**  : Vitesse de l'eau en régime permanent initial.  
 **$H_0$**  : Pression absolue.  
 **$\Delta h_1$**  : Perte de charge lors de la descente de l'eau.  
 **$\Delta h_2$**  : Perte de charge lors de la montée de l'eau.  
 **$\Delta H_L$**  : Perte de charge linéaire.  
 **$\Delta H_s$**  : Perte de charge singulière.

$\Delta HT$  : Perte de charge total dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

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

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

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

$\rho$  : Masse volumique de l'eau.

$\eta$  : Rendement de la pompe.

$\delta$  : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

$\lambda$  : Coefficient de pertes de charge.

$\varepsilon$  : La rugosité absolue dans la conduite.

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

# ***Introduction Générale***

# Introduction générale

Les eaux couvrent plus des deux tiers de la surface terrestre, malgré cette quantité, on remarque le manque d'eau sur la terre, pour cela le devoir de chacun de nous est de protéger et de veiller à une utilisation plus rationnelle de cette ressource dans l'intérêt de tout le monde car c'est un élément essentiel à la vie de tous les êtres vivants.

Le besoin d'apporter cette eau à la portée de la main à tout instant, de bonne qualité et en quantité suffisante et surtout avec l'expansion démographique, l'évolution du niveau de vie et le développement des collectivités, cela est devenu un problème majeur, non résolu dans de nombreux pays.

En Algérie les quantités d'eau, pour l'instant sont plus ou moins suffisantes, mais à l'avenir, on risquera d'enregistrer un déficit en eau. Ceci est dû aux différents problèmes naturels ou humains qui touchent les sites susceptibles de capter les eaux malgré la construction de nouveaux barrages.

La Wilaya de Bejaia a bénéficié d'un important projet de réalisation des aménagements hydrauliques, parmi lesquels celui du barrage TICHY-HAF qui est destiné à l'approvisionnement et au transfert de ces eaux traitées, parmi les communes qui a profité de cette source, on cite celle de Semaoun Daira d'Amizour à laquelle nous nous intéressons dans la présente étude.

La commune de Semaoun est caractérisée par sa situation faible en eau potable, notre but à travers cette étude est de renforcer en eau potable la région de Tizi Ajissa qui est l'une des régions de la commune, et pour cela nous devons vérifier la chaîne existante de Semaoun à partir du piquage de Tichi-Haff. Dans ce sens on essaiera aussi à améliorer la situation actuelle et future et réduire le déficit en eau dans toute la commune. Pour ce faire, notre travail sera mené comme suit :

Le premier chapitre sera consacré à la présentation générale du site de la commune et l'estimation des besoins actuels et à long terme de la région d'étude, ainsi que d'établir un bilan ressources/besoins qui nous permettra de déterminer le débit à mobiliser.

Le deuxième chapitre sera attribué aux dimensionnements des réservoirs et des stations de reprise pour mieux harmoniser entre les demandes en eau et la population.

Ensuite dans les troisième et quatrième chapitres respectivement seront consacrés aux dimensionnements des conduites d'adduction en se basant sur des paramètres techniques et économiques ainsi que de choisir les pompes adéquates pour les différentes stations de pompage.

Par ailleurs, le cinquième chapitre aura pour objectif de traiter un point extrêmement important dans l'étude du projet d'alimentation en eau potable, la protection des conduites, notamment le phénomène du coup de bélier et la pose des conduites.

On terminera avec l'étude du réseau de distribution en prenant comme cas un des villages de Tizi Ajissa dénommé Taourirt et une conclusion générale.

***Chapitre I***  
***Présentation***  
***du site et***  
***estimation des***  
***besoins***

## I-1- Introduction

Ce chapitre décrit la présentation du site d'étude des localités à approvisionner en eau de différents points de vue, à savoir, la situation climatique, les ressources hydrauliques disponibles et la situation démographique et ceci afin de déterminer les besoins globaux actuels et futurs de la commune de Semaoun. Un rassemblement de tous les secteurs de consommation s'avère nécessaire avec examen de chaque catégorie en tenant compte du niveau de vie social ainsi que les habitudes des populations.

## I-2- Présentation de la commune de Semaoun

### I-2-1- Situation Géo-topo-morphologie

La commune de Semaoun est située dans la partie centrale du territoire de la wilaya de Bejaia, elle s'étend sur la rive droite de l'oued Soummam en direction du sud [1].

Elle est caractérisée par :

- Une plaine qui est constituée au nord de la commune par les terrasses alluviales.
- A l'est se forme l'étroite vallée de l'oued Amassine.
- Au sud une zone montagneuse au relief accidenté.
- Elle fait partie du domaine des Babors.

### I-2-2- Situation administrative

La commune de Semaoun est l'une des 52 communes de la wilaya de Bejaia, elle est rattachée administrativement à la Daïra d'Amizour. Elle s'étend sur une superficie de l'ordre de 33,98 km<sup>2</sup>, qui représente 1,05 % de la surface de la wilaya [1].

La commune de Semaoun est limitée (Figure (I-1)) et (Figure (I-2)).

- Au nord, par les communes d'El kseur et Fnaia Ilmaten,
- Au sud-est, par la commune de Ferraoun,
- Au sud-ouest, par la commune de Beni Djellil,
- A l'est, par la commune d'Amizour,
- A l'ouest, par la commune DE Timezrit.

Elle est distante à environ 50 km du chef-lieu de la wilaya et à 17 km du chef-lieu de Daïra. Elle comprend [1] :

- Une agglomération chef-lieu (ACL : Smaoun),
- Agglomération secondaire : Tighilt Adjissa,
- Agglomération secondaire : El Ghaba,
- Une zone éparsé.

### I-2-3- Population

La commune de Semaoun compte environ 14042 habitants en 2012, soit une densité moyenne de l'ordre de 413,24 personnes par km<sup>2</sup> [1].

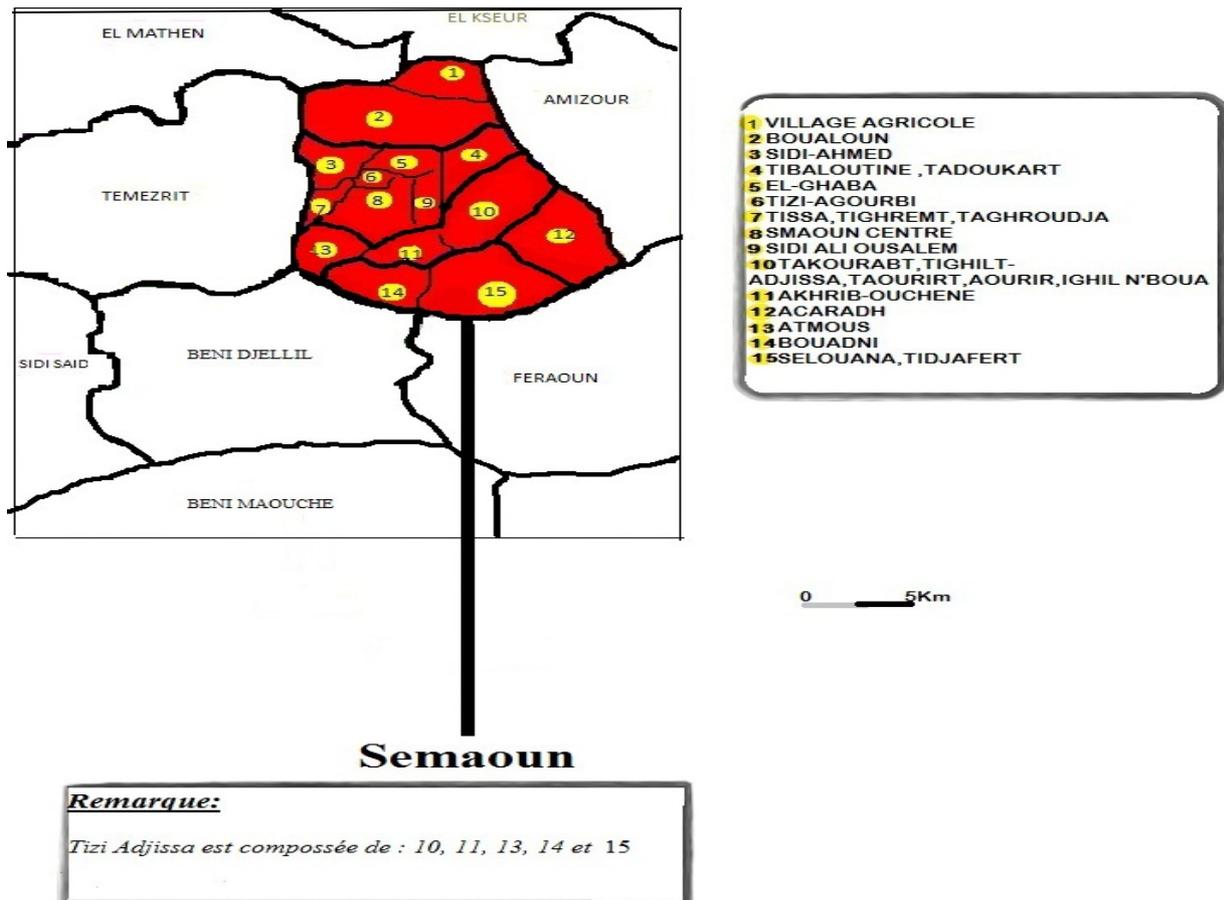


Figure (I-1): Situation géographique de la région étudiée

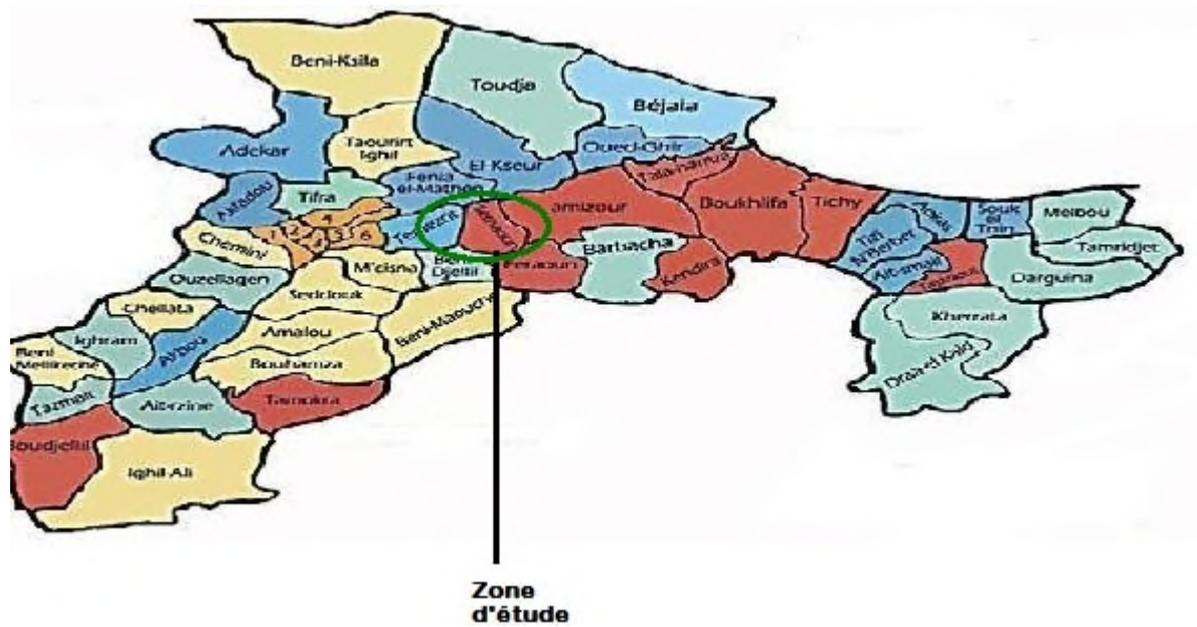


Figure (I-2): Carte des communes de la wilaya de Bejaia

### I-2-4- Situation climatique

Le climat est singularisé par des précipitations dont le volume et l'intensité diminuent avec l'altitude, en allant vers le sud. Des températures chaudes en été et froides à douces en hiver. Une longue période de sécheresse s'étalant sur les mois de Juin, Juillet et Août. Le bioclimat est subhumide avec la variante thermique d'hiver doux [1].

#### I-2-4-1- Température

A travers les stations de référence:

- la température annuelle est de 18.6°C,
- En hiver, 5°C à 14°C,
- En été, 24°C à 35°C,

#### I-2-4-2- Les vents

Les vents dominants sont ceux du nord et du nord-ouest marin. Ils soufflent avec une intensité faible à modérée.

#### I-2-4-3- Pluviométrie

Les précipitations varient entre 500 mm/an dans les zones basses et 700 mm/an au niveau des zones montagneuses.

### I-2-5- Situation hydraulique actuelle

Selon les renseignements donnés par l'APC et la subdivision d'Hydraulique d'Amizour [2], les ressources disponibles dans la zone d'étude sont récapitulées dans le tableau (I-1) suivant :

**Tableau (I-1) : Les ressources qui alimente la zone d'étude**

	Types de ressource	Débit (l/s)
Les ressources hydriques	Source El Ghaba	3
	Source Tidjaafert	0,2
	Forage Soummam	12
	Forage Soummam	14
	Piquage Tichi Haff	25
	Total	54,2

La commune de Semaoun compte une population de 12002 habitants en 2008, elle est raccordée provisoirement au transfert du barrage de Tichi-Haff avec une conduite d'adduction de diamètre 1200 mm, elle traverse la commune du côté nord depuis juillet 2013, le système d'alimentation en eau potable de la commune se présente comme suit [2]:

- **La chaîne** : cette chaîne est destinée pour l'AEP du chef lieu de Smaoun, Tissa, Tagrouja, Tighremt, Boualoune et Tizi Aagourbi, avec :

- Longueur de la chaîne : 05 km ;
- Nombre de station de reprise : 01 ;

- Nombre de station de pompage : 02 ;
- Débit d'exploitation des deux forages : 21 l/s ;
- Débit de piquage de Tichi-Haff : 25 l/s.

### I-3- Description du système d'A.E.P existant dans la commune de Semaoun

L'alimentation en eau potable se fait à partir des deux forages F1 (débitant actuellement 12 l/s) et F2 (qui débite actuellement 14 l/s) ainsi que le piquage de Tichi-Haff (débitant actuellement 25 l/s). Ceux-ci alimentent la première station de reprise (NSR1) gravitairement grâce à la pression du barrage, cette dernière est implantée à la cote 125,35 m au lieu dénommé Akhemoussi qui est équipée d'une pompe qui refoule l'eau par l'intermédiaire d'une conduite en fonte de longueur 936,59 ml, qui alimente au lieu dénommé Sidi-Ahmed les deux réservoirs implantés à la cote 257,74 m de capacités 150 m<sup>3</sup> et 50 m<sup>3</sup> avec une pompe qui refoule un débit d'eau par l'intermédiaire d'une conduite en fonte d'une longueur de 1417 ml. Cette dernière alimente au lieu dénommé Tizi les deux réservoirs implantés à la cote 400,6 m de capacités 300 m<sup>3</sup> et 150 m<sup>3</sup> avec une pompe qui refoule un débit d'eau par une conduite en fonte d'une longueur 1544,93 ml. Cette dernière alimente le chef lieu dénommé Semaoun Centre les trois réservoirs implantés à la cote 562,76 m de capacités 250 m<sup>3</sup>, 150 m<sup>3</sup> et 75 m<sup>3</sup>. Donc actuellement la commune de Semaoun est alimentée par le piquage Tichi-Haff et les deux forages en cas de manque avec un débit total de 46 l/s=3974 m<sup>3</sup>/j (Figure (I-1)).

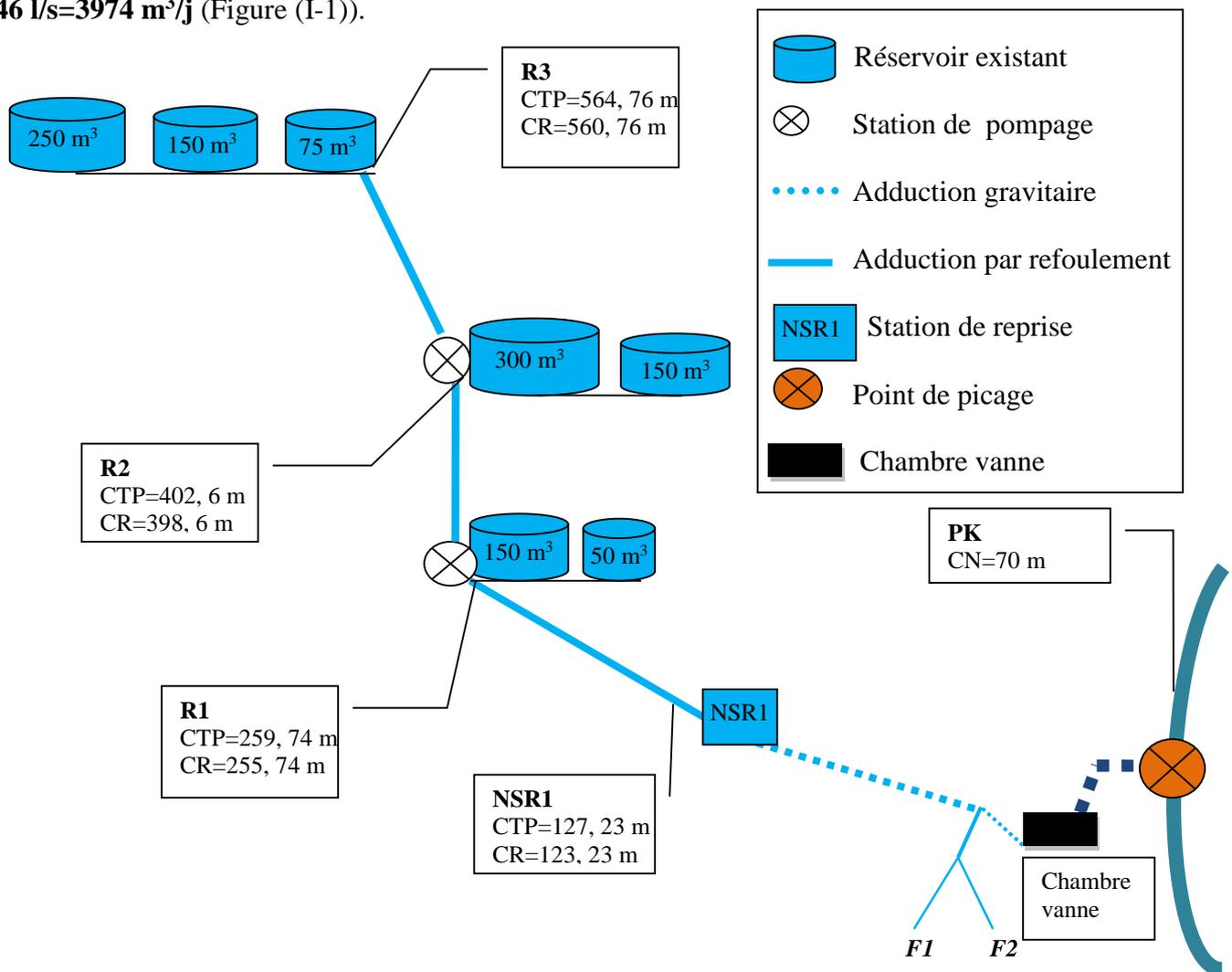


Figure (I-3): Schématisation de la chaîne d'adduction existante de Semaoun

#### I-4- Situation démographique de la région d'étude

Selon les renseignements donnés par l'APC de Semaoun et la subdivision d'Hydraulique d'Amizour, la région étudiée compte une population d'environ 12002 habitants pour l'année 2008. Elle est répartie en cinq (05) zones, d'après le schéma d'AEP existant dans la commune de Semaoun [2], Ces zones sont réparties comme suit (Tableau (I-2) et Figure (I-4))

**Tableau (I-2):** Nombre d'habitant de la région étudiée en 2008

Zones	Villages	Nombre d'habitants en (2008)	Pourcentage (%)
01	BOUALOUN	682	8,89
	SIDI-AHMED	386	
02	TIZI-AGOURBI	1759	14,66
03	SMAOUN	1587	42,17
	TIGHILT-SMAOUN	586	
	TIGHREMT	418	
	TAGROUDJA	1030	
	TISSA	1440	
04	ATMOS	65	0,54
05	AKHRIB-OUCHENE	231	33,73
	TAKORABT	499	
	TIGHILT-ADJISSA	357	
	TAOURIRT	128	
	TADOUKART-TIBELOUTINE	278	
	AOURIR	96	
	BESSAL	384	
	SIDI ALI-OUSALEM	262	
	IGHIL-N'BOUA	571	
	BOUADNI	804	
	LAAZIB	222	
TIDJAFERT	217		
Total	12002	100	

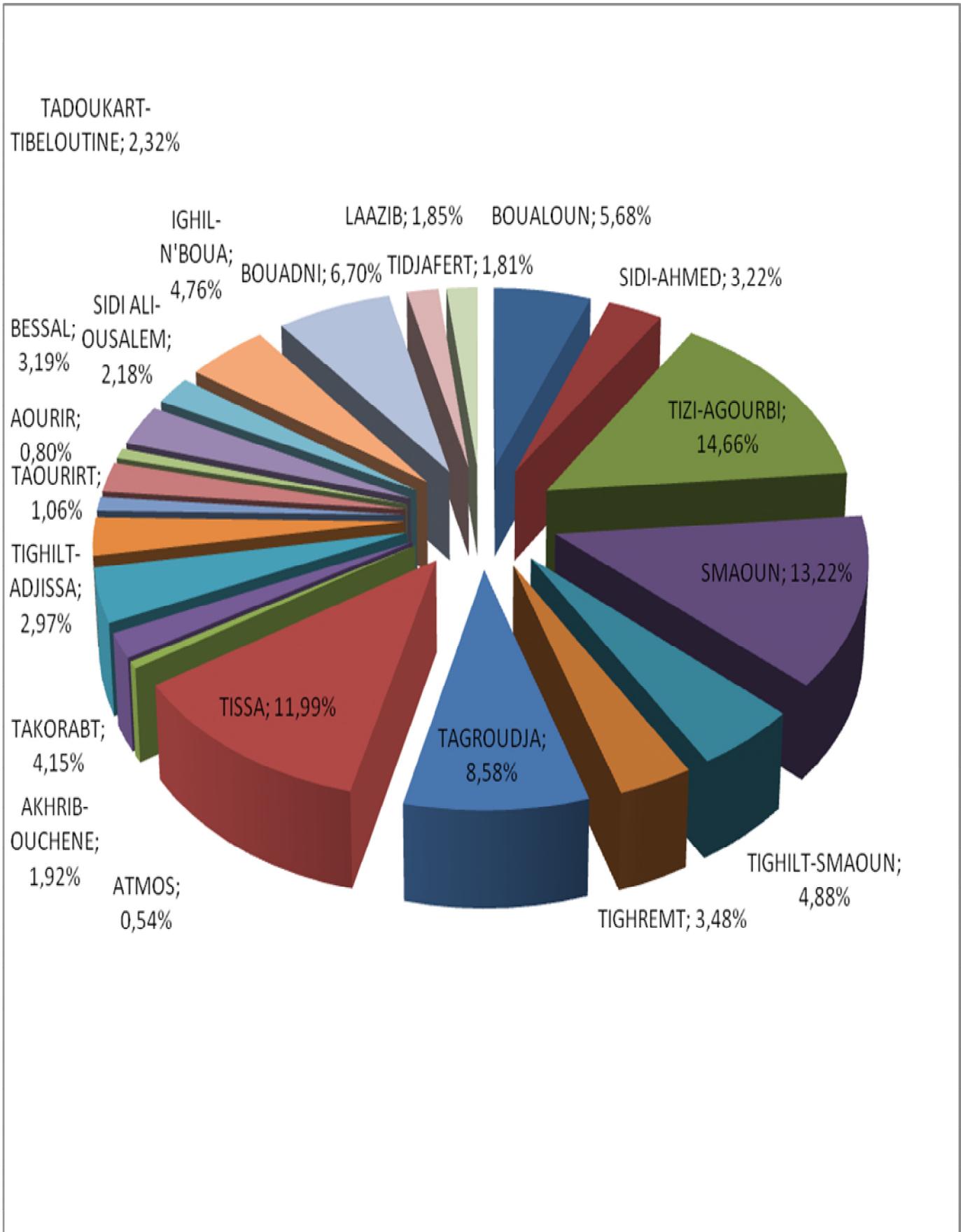


Figure (I-4) : Diagramme circulaire du recensement de la population 2008 (RGPH 2008)

### I-4-1- Choix du taux d'accroissement

Le choix du taux d'accroissement «  $T_{ac}$  » est fait sur la base du développement du tissu urbain ainsi que l'horizon d'étude. Le taux d'accroissement de la population de la région d'étude est de **1,6%** selon la subdivision d'hydraulique d'Amizour [2].

### I-4-2- Evaluation de la population aux divers horizons

Le calcul du nombre d'habitants futur suit un accroissement qui obéit à la loi des intérêts composés donnée par la formule suivante:

$$P_n = P_0 (1 + T_{ac})^n \quad (I-1)$$

Sachant que :

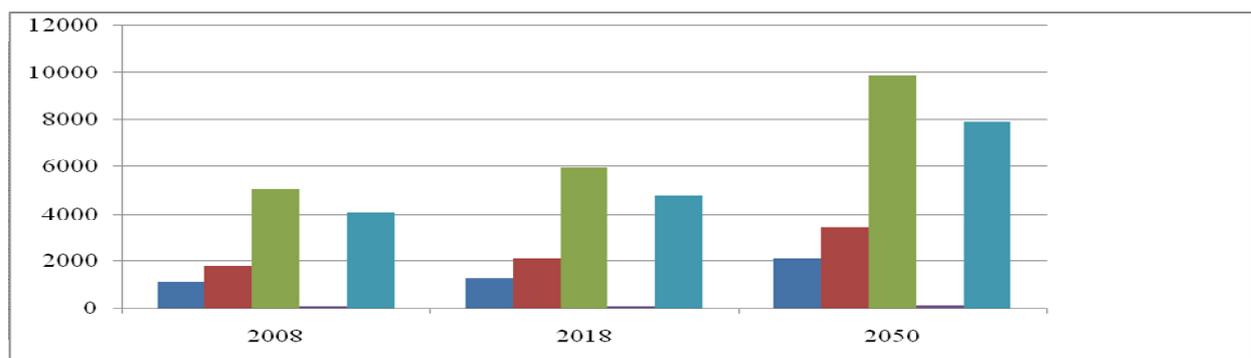
- $P_n$ : population à l'horizon considéré.
- $P_0$ : population de l'année de référence.
- $T_{ac}$ : taux d'accroissement égal à 1,6.
- $n$ : Nombre d'années séparent les deux intervalles.

En se référant au dénombrement de la population fait en 2008 [2], on évaluera la population aux horizons futurs. On a retenu l'année en cours et le long terme (2050) (Tableau (I-3)).

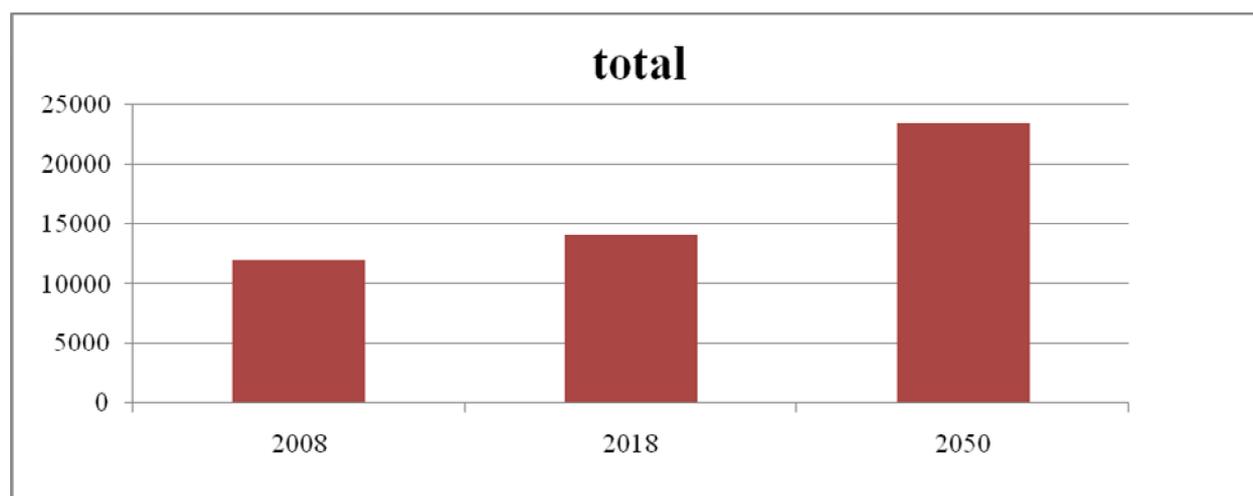
**Tableau (I-3):** Préservation de la population aux divers horizons

Zones	Horizons		
	2008	2018	2050
01	1068	1252	2080
02	1759	2062	3426
03	5061	5932	9858
04	65	76	127
05	4049	4745	7886
Total	12002	14067	23377

Suivant le tableau (I-3), on trace un graphe traduisant l'évaluation de la population par an, et on obtient la représentation ci-dessous (Figure (I-5) et Figure (I-6)).



**Figure (I-5):** Evaluation de la population de chaque zone aux divers horizons



**Figure (I-6):** Evaluation de la population totale des zones aux divers horizons

### I-4-3- Choix des normes de consommations

#### I-4-3-1- Choix de la norme de consommation domestique

Pour une agglomération urbaine, La norme de consommation est fixée à 125 l/j/hab, vu le développement progressif de l'hygiène, on doit majorer la dotation de 20 % donc celle-ci sera 150 l/j/hab.

#### I-3-3-2- Les normes de consommations pour les différents utilisations

Les normes de consommations sont données dans le tableau (I-4) suivant [2].

**Tableau (I-4) :** Norme de consommation pour les différentes utilisations

Equipement		Dotation (l/usager/j)
Administratif		10
Scolaire		15
Cheptel	Ovin	80
	Bovin	10
	Caprin	05
Sanitaire		10
Socioculturel		15
Sportif		60

#### I-4-4- Les différents équipements existants

D'après les données de la subdivision d'hydraulique d'Amizour [1,2], les équipements existants dans la région d'étude sont regroupés dans le tableau (I-5) ci-après.

**Tableau (I-5) : Equipements existants**

Zone	Secteur	Equipement
01	Scolaire	1 Ecole primaire
	Socio culturel	1 Mosquée
	Cheptel	Bovin, ovin, caprin
	Sportif	1 Stade de proximité
02	Scolaire	1 Ecole primaire
	Socio culturel	2 Mosquées
	Cheptel	Bovin, ovin, caprin
	Sportif	1 stade de proximité
03	Scolaire	3 Ecoles primaires, 1 C.E.M, 1 Lycée
	Socio culturel	5 Mosquées, 1 Centre culturel, 1 bibliothèque
	Cheptel	Bovin, ovin, caprin
	Sanitaire	1 Centre de Santé ,1 pharmacie
	Administratif	1 APC, 1 Brigade de gendarmerie, 1 Brigade communale, 1 Agence postale
	Sportif	1 Stade, 1 Stade de proximité, Salle de sport
04	Socio culturel	1 Mosquée
	Cheptel	Bovin, ovin, caprin
05	Scolaire	3 Ecoles primaires, 1 C.E.M
	Socio culturel	8 Mosquées
	Cheptel	Bovin, ovin, caprin
	Sanitaire	1 Salle de soins, 2 Pharmacies
	Administratif	1 Antenne APC, 1 Antenne postale

#### I-4-5- Calcul des besoins

##### I-4-5-1- Besoins domestiques

Les besoins en eau de la population sont obtenus en multipliant le nombre d'habitants par la norme de consommation de chaque zone (Tableau (I-6)).

**Tableau (I-6) : Besoins domestiques à différents horizons**

Zone	Populations		Dotation (l/j/hab)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	
	2018	2050		2018	2050
01	1252	2080	150	187,8	312
02	2062	3426	150	309,3	513,9
03	5932	9858	150	889,8	1478,7
04	76	127	150	11,4	19,05
05	4746	7886	150	711,9	1182,9
Total	14068	23377	150	2110,2	3506,55

**I-4-5-2- Besoins scolaires**

Les équipements scolaires sont nombreux et touchent les trois catégories: le primaire, le CEM ainsi que le secondaire (Lycée) (Tableau (I-7))

**Tableau (I-7): Besoins scolaires**

Zone	Equipements existants	Effectif	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
01	1 Ecole primaire	74	15	1,11
02	1 Ecole primaire	192	15	2,88
03	3 Ecoles primaires	483	15	7,24
	1 C.E.M	522	15	7,83
	1 Lycée	575	15	8,62
	Total	1580	15	23,70
05	3 Ecoles primaires	356	15	5,35
	1 C.E.M	304	15	4,56
	Total	660	15	9,90
Total		2506	15	37,59

**I-4-5-3- Besoins sportifs**

Les équipements sportifs existants sont représentés dans le tableau (I-8) ci-dessous.

**Tableau (I-8) : Besoins sportifs**

Zone	Types d'équipements	Nombre d'utilisateurs	Dotation (l/j/usag)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
01	1 Stade de proximité	40	60	2,4
02	1 Stade de proximité	40	60	2,4
03	1 Stade de proximité	40	60	2,4
	1 Stade	120	60	7,2
	1 Salle de sport	120	60	7,2
	Total	280	60	16,8
Total		640	60	38,4

**I-4-5-4- Besoins socio-culturels**

Les résultats sont représentés dans le tableau (I-9) ci-dessous.

**Tableau (I-9) : Besoins socio-culturels**

Zone	Type d'équipements	Nombre d'usagés	Dotation (l/j/usag)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
01	1 Mosquée	100	15	1,5
02	2 Mosquées	210	15	3,15
03	5 Mosquées	740	15	11,1
	1 Centre culturel	300	15	4,5
	Total	1040	15	15,6
04	1 Mosquée	100	15	1,5
05	8 Mosquées	1020	15	15,3
Total		3510	15	52,62

**I-4-5-5- Besoins administratifs**

Au niveau de la commune en question, les équipements existants sont représentés dans le tableau (I-10) ci-dessous.

**Tableau (I-10) : Besoins administratifs**

Zone	Type	Nombre d'employés	Dotation (l/j/emp)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
03	1 APC	38	10	0,38
	1 Brigade du gendarmerie	28	10	0,28
	1 Brigade communale	24	10	0,24
	Total	90	10	0,90
05	1 Agence postale	8	10	0,08
	1 Antenne APC	6	10	0,06
	1 Antenne postale	2	10	0,02
	Total	16	10	0,08
Total		106	10	1,06

**I-4-5-6- Besoins cheptels**

Les résultats sont donnés dans le tableau (I-11) ci-après.

**Tableau (I-11) : Besoins cheptels**

Zone	Cheptels	Nombre	Dotation	Besoins
01	Bovin	40	80	3,2
	Ovin	95	10	0,95
	Caprin	10	5	0,05
Total				4,2
02	Bovin	10	80	0,8
	Ovin	301	10	3,01
	Caprin	10	5	0,05
Total				3,86
03	Bovin	170	80	13,6
	Ovin	600	10	6
	Caprin	27	5	0,135
Total				19,735
04	Bovin	126	80	10,08
	Ovin	93	10	0,93
	Caprin	25000	5	125
Total				136,01
05	Bovin	575	80	46
	Ovin	427	10	4,27
	Caprin	49	5	0,245
Total				50,515
Total				214,32

**I-4-5-7- Besoin Sanitaires**

Au plan sanitaire, les résultats sont explicités dans le tableau (I-12) ci-après.

**Tableau (I-12) : Besoins sanitaires**

Zone	Types D'équipements	Surface (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Besoins (m <sup>3</sup> /j)
03	1 Centre de santé	1600	10	16
	1 Pharmacie	28	10	0,28
	Total			16,28
05	1 Salle de soins	180	10	1,8
	1 Pharmacie	30	10	0,3
	1 Pharmacie	28	10	0,28
	Total			2,38
Total				18,66

**I-4-6- Besoins des équipements**

Les résultats des différents besoins d'équipement sont regroupés dans le tableau (I-13) ci-dessous.

**Tableau (I-13) : Récapitulatif des différents besoins d'équipements**

Zone	Besoins d'équipements (m <sup>3</sup> /j)						Total
	Scolaires	Socio-culturels	Cheptels	Sanitaires	Administratifs	Sportifs	
01	1,11	1,5	4,2	0	0	2,4	9,21
02	2,88	3,15	3,86	0	0	2,4	12,29
03	23,7	15,6	19,735	16,28	0,9	16,8	93,015
04	0	1,5	136,01	0	0	0	137,51
05	9,9	15,3	50,515	2,38	0,08	0	78,175
Total	37,59	37,05	214,32	18,66	0,98	21,6	330,2

**I-4-7- Estimation des débits des équipements pour l'horizon 2050 pour chaque zone**

Après l'estimation détaillée des équipements et leurs besoins, on obtient une demande en eau d'équipement public pour chaque zone pour l'horizon 2018. Afin d'estimer les besoins d'équipement projetés on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipement et les besoins domestiques de chaque zone, et à la base de ce rapport on estime les besoins projetés d'équipements pour l'horizon voulu, en appliquant la formule (I-2) suivante :

$$\frac{Q_{\text{équi}2018}}{Q_{\text{dom}2018}} = \frac{Q_{\text{équi}2050}}{Q_{\text{dom}2050}} \quad (\text{I-2})$$

Les résultats sont représentés dans le tableau (I-14) suivant :

**Tableau (I-14) : Estimation du débit d'équipements pour l'horizon 2050**

Zone	Besoins domestiques		Besoins d'équipements		Besoins domestiques+équipements	
	2018	2050	2018	2050	2018	2050
01	2,174	3,611	0,107	0,177	2,280	3,788
02	3,580	5,948	0,142	0,236	3,722	6,184
03	10,298	17,115	1,077	1,789	11,375	18,904
04	0,132	0,220	1,592	2,660	1,723	2,880
05	8,238	13,691	0,905	1,504	9,143	15,195
Total	24,422	40,585	3,822	6,351	28,244	46,936

**I-4-8- Calcul du débit moyen journalier  $Q_{\text{moy j}}$** 

Le débit moyen journalier est obtenu en tenant compte des fuites au niveau des conduites, et dans le but de compenser ces fuites physiques, nous optons pour une majoration de 20%, donc le débit moyen journalier est donné par la formule ci-après :

$$Q_{\text{moy j}} = K_f \times (Q_{\text{dom}} + Q_{\text{équi}}) \quad (\text{I-3})$$

Sachant que:

- $Q_{moy j}$  : Débit moyen journalier (l/s).
- $k_f$  : Coefficient de fuite.
- $Q_{dom}$  : Débit domestique.
- $Q_{equi}$  : Débit d'équipement.

Ainsi, on obtient les résultats suivants pour les différents horizons (Tableau (I-15)).

**Tableau (I-15) : Débit moyen journalier à différents horizons**

Zone	$Q_{equi}+Q_{dom}$		$K_f$	$Q_{moy j}$	
	2018	2050		2018	2050
01	2,28	3,79	1,2	2,736	4,548
02	3,72	6,18	1,2	4,464	7,416
03	11,37	18,9	1,2	13,644	22,68
04	1,72	2,88	1,2	2,064	3,456
05	9,14	15,19	1,2	10,968	18,228
Total	28,24	46,94	1,2	33,888	56,328

#### I-4-9- Variation de la consommation journalière

La consommation d'eau journalière varie d'une région à l'autre, elle ne suit pas un chemin régulier, on la caractérise par les coefficients d'irrégularités  $k_{max}$  et  $k_{min}$ .

$$Q_{max j} = k_{max j} \times Q_{moy j} \quad (I-4)$$

Et

$$Q_{min j} = k_{min j} \times Q_{moy j} \quad (I-5)$$

Avec :

- $k_{max j}$ : Compris entre 1,1 et 1,3.
- $k_{min j}$ : Compris entre 0,7 et 0,9.

Dans présente étude, on prendra 0,7 pour  $k_{min j}$  et 1,2 pour  $k_{max j}$ .

##### I-4-9-1- Consommation minimale journalière ( $Q_{min j}$ )

$Q_{min j}$  représente le jour le moins chargé de l'année, elle est calculée par la formule (I-5), les résultats sont représentés dans le tableau (I-16) ci-après.

**Tableau (I-16) : Débit minimum journalier à différents horizons**

Zone	Q <sub>moy j</sub>		K <sub>f</sub>	Q <sub>min j</sub>	
	2018	2050		2018	2050
01	2,736	4,548	0,7	1,9152	3,1836
02	4,464	7,416	0,7	3,1248	5,1912
03	13,644	22,68	0,7	9,5508	15,876
04	2,064	3,456	0,7	1,4448	2,4192
05	10,968	18,228	0,7	7,6776	12,7596
Total	33,888	56,328	0,7	23,7216	39,4296

**I-4-9-2- Consommation maximale journalière (Q<sub>max j</sub>)**

Ce débit caractérise la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation (I-4), les résultats obtenus sont présentés dans le tableau (I-17).

**Tableau (I-17) : Débit maximum journalier à différents horizons**

Zone	Q <sub>moy j</sub>		k <sub>max j</sub>	Q <sub>max j</sub>	
	2018	2050		2018	2050
01	2,736	4,548	1,2	3,2832	5,4576
02	4,464	7,416	1,2	5,3568	8,8992
03	13,644	22,68	1,2	16,3728	27,216
04	2,064	3,456	1,2	2,4768	4,1472
05	10,968	18,228	1,2	13,1616	21,8736
Total	33,888	56,328	1,2	40,6656	67,5936

**I-4-10- Calcul du débit de pointe (Q<sub>pointe</sub>)**

Le débit de pointe représente la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée au cours de la journée, il est donné par :

$$Q_{\text{pointe}} = K_{\text{maxh}} \times Q_{\text{maxj}} \quad (\text{I-6})$$

Sachant que :

- Q<sub>pointe</sub> : Débit de pointe (l/s).
- Q<sub>maxj</sub> : Débit maximum journalier (l/s).
- K<sub>maxh</sub> : Coefficient de variation horaire maximale.

La valeur de K<sub>maxh</sub> (Formule (I-7)) varie en fonction de β<sub>max</sub> et α<sub>max</sub>, tel que :

$$K_{\text{maxh}} = \beta_{\text{max}} \times \alpha_{\text{max}} \quad (\text{I-7})$$

Avec :

- $\alpha_{\max}$  : 1,2÷1,4
- $\beta_{\max}$  : Dépend du nombre d'habitants (Tableau (I-18)).

**Tableau (I-18) : Variation des valeurs de  $\beta_{\max}$** 

Nombre d'habitants $\times 10^3$	< 1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	$>10^3$
Valeurs de $\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

D'après ce tableau (I-18). Les valeurs de  $\beta_{\max}$  et les résultats du coefficient de  $K_{\max h}$  sont portés dans le tableau (I-19) ci-après.

**Tableau (I-19) : Les valeurs de  $\beta_{\max}$  et  $K_{\max h}$** 

Zone	Population		$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$		$K_{\max h}$	
	2018	2050		2018	2050	2018	2050
01	1252	2080	1,2	1,89	1,68	2,26	2,02
02	2062	3426	1,2	1,69	1,54	2,03	1,85
03	5932	9858	1,2	1,4	1,3	1,68	1,56
04	76	127	1,2	2	2	2,40	2,40
05	4745	7886	1,2	1,46	1,35	1,75	1,62

Les débits de pointes à différents horizons sont donnés dans le tableau (I-20) ci-dessous.

**Tableau (I-20) : Débits de pointes à différents horizons**

Zone	$Q_{\max j}$ (l/s)		$K_{\max h j}$		$Q_{\text{pointe}}$ (l/s)	
	2018	2050	2018	2050	2018	2050
01	2,736	4,548	2,26	2,02	6,183	9,187
02	4,464	7,416	2,03	1,85	9,062	13,720
03	13,644	22,68	1,68	1,56	22,922	35,380
04	2,064	3,456	2,4	2,4	4,954	8,294
05	10,968	18,228	1,75	1,62	19,194	29,529
Total	33,888	56,328	10,12	9,45	62,315	96,111

#### I-4-11- Tableau récapitulatif

Les résultats trouvés précédemment sont récapitulés dans le tableau (I-21) ci-dessous.

**Tableau (I-21) : Récapitulatif des résultats**

Zone	Population		Q <sub>moy j</sub> (l/s)		Q <sub>min j</sub> (l/s)		Q <sub>max j</sub> (l/s)		Q <sub>pointe</sub> (l/s)	
	2018	2050	2018	2050	2018	2050	2018	2050	2018	2050
01	1252	2080	2,736	4,548	1,915	3,184	3,283	5,460	6,183	9,187
02	2062	3426	4,464	7,416	3,125	5,191	5,357	8,900	9,062	13,720
03	5932	9858	13,644	22,68	9,551	15,876	16,373	27,210	22,922	35,381
04	76	127	2,064	3,456	1,445	2,419	2,477	4,150	4,954	8,294
05	4745	7886	10,968	18,228	7,678	12,760	13,162	21,870	19,194	29,529
<b>Total</b>	<b>14067</b>	<b>23377</b>	<b>33,888</b>	<b>56,328</b>	<b>23,722</b>	<b>39,430</b>	<b>40,666</b>	<b>67,590</b>	<b>62,315</b>	<b>96,111</b>

**I-4-12- Calcul du déficit (D<sub>éf</sub>)**

Le déficit (D<sub>éf</sub>) se calcule comme suit :

$$D_{\text{éf}} = Q_{\text{existant}} - Q_{\text{max j}} \quad (\text{I-8})$$

$$D_{\text{éf}} = 3974 - 5839,78$$

$$D_{\text{éf}} = -1865,78 \text{ m}^3/\text{j}$$

**I-4-13- Bilan des ressources-besoins**

Le bilan à été établi pour toutes les zones d'études, les tableaux des besoins et les ressources en eau disponibles nous permettent d'établir le bilan suivant (Tableau (I-22)):

**Tableau (I-22) : Bilan ressources-besoins**

Bilan ressources-besoins	Horizon 2050
Ressources disponibles (m <sup>3</sup> /j)	3974
Besoins (m <sup>3</sup> /j)	5839,78
Bilan (m <sup>3</sup> /j)	-1865,78

**I-5- Conclusion**

Ce présent chapitre nous a permis d'avoir une idée générale sur les caractéristiques de la zone et ses ressources en eau. Nous avons collecté toutes les informations relatives à la zone d'étude afin de déterminer les besoins en eau à l'horizon 2050, d'où la population est estimée à 23377 habitants avec un total de consommation journalière de 5839,78 m<sup>3</sup> et le déficit étant de 1865,78 m<sup>3</sup>/j.

***Chapitre II***  
***Les Réservoirs***

## II-1- Introduction

Le réservoir d'eau est un ouvrage hydraulique très important dans le réseau d'A.E.P. Il est destiné à stocker de l'eau, il peut avoir plusieurs fonctions techniques et économiques. Il est placé en général sur un sommet géographique pour permettre la distribution sous pression.

Dans ce chapitre, nous allons traiter cette importante infrastructure. On va essayer de vérifier les réservoirs et les stations de reprise qui se trouvent dans la commune de Semaoun et de faire un renforcement par la construction d'autres réservoirs et station de reprise s'il est nécessaire.

## II-2- Fonctions générales des réservoirs

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique [3] :

### II-2-1- Fonctions Techniques

Les principales fonctions techniques sont :

- Régulation des débits;
- Sécurité d'approvisionnement;
- Régulation de la pression;
- Simplification de l'exploitation;
- Réacteur participant au traitement.

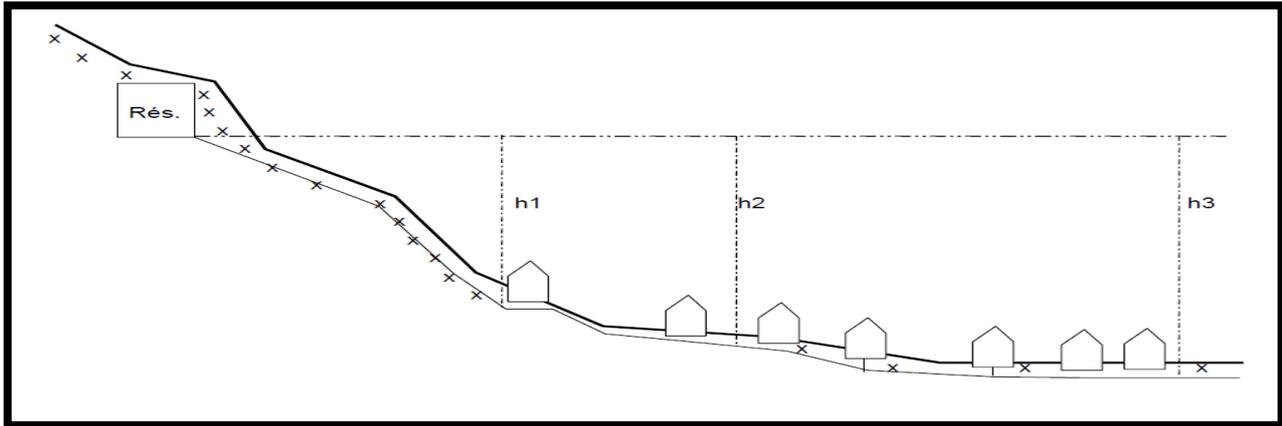
### II-2-2- Fonctions économiques

On retrouve essentiellement :

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production ;
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution ;
- Réduction des dépenses d'énergie.

## II-3- Emplacement des réservoirs

La nature du sol et la topographie des lieux déterminent l'emplacement des réservoirs. Après une étude économique approfondie on choisit la meilleure implantation, il doit être placé à un niveau supérieur à celui de l'agglomération. L'altitude doit être à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau (Figure (II-1)), cette implantation a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés aux moments du débit de pointe [4].



*Figure (II-1) : Emplacement d'un réservoir*

## II-4- Classification des réservoirs

On distingue plusieurs types de réservoirs et on peut les classer en plusieurs catégories, à savoir [5]:

- D'après la situation des lieux :
  - Enterrés ;
  - Semi-enterrés ;
  - Surélevés.
- D'après la nature des matériaux de construction :
  - Les réservoirs métalliques ;
  - Les réservoirs en maçonneries ;
  - Les réservoirs en béton armé.
- D'après leurs formes :
  - Circulaires ;
  - Rectangulaires ;
  - Ou d'une forme quelconque.
- D'après leur mode de fermeture :
  - Réservoirs couverts ;
  - Réservoirs fermés.

## II-5- Choix du type de réservoir

Etant donné que le relief de la zone d'étude est très accidenté, notre choix s'est porté sur les réservoirs semi-enterrés circulaires (Figure (II-2)), tenant comptes des avantages suivants :

- Etude architecturale simplifiée ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;

- Economie sur les frais de constructions ;
- Etanchéité plus facile à réaliser.

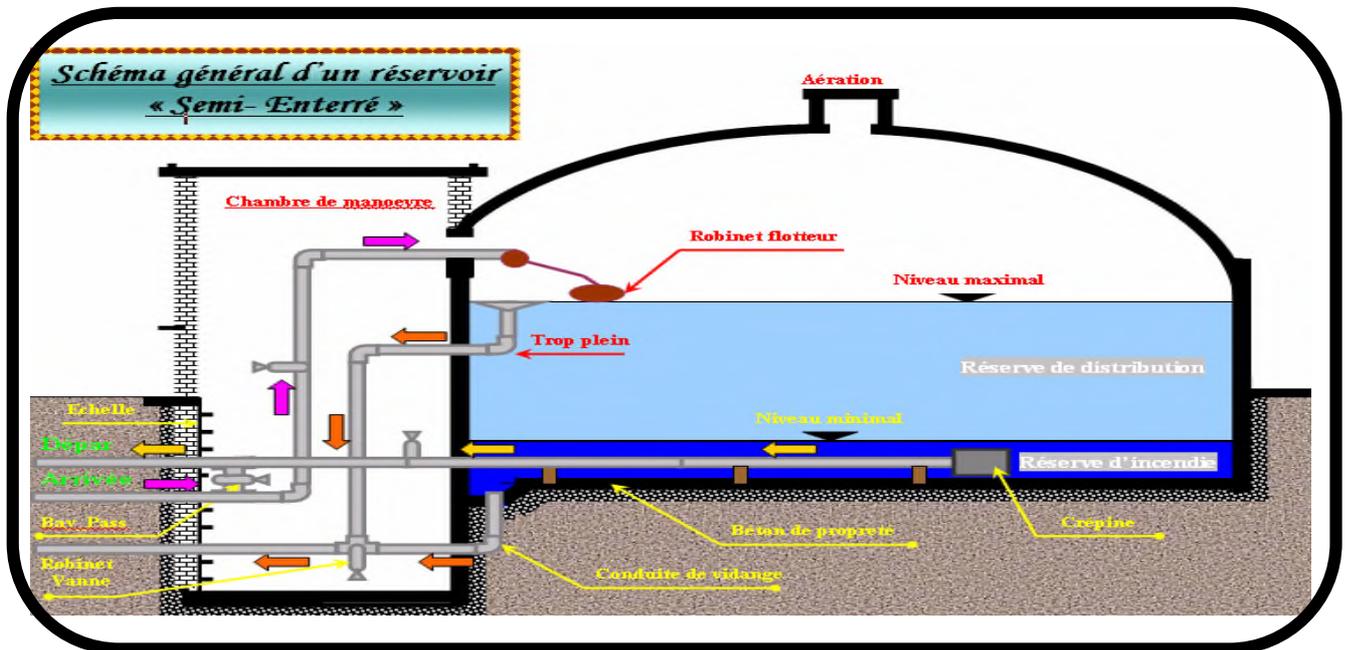


Figure (II-2): Schéma général d'un réservoir semi-enterré

## II-6- Equipement des réservoirs

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation, d'une conduite de départ ou de distribution, d'une conduite de vidange, d'une conduite de trop-plein, d'un système de matérialisation d'incendie, et d'une conduite by-pass (Figure (II-3)).

### II-6-1- Conduite d'arrivée ou d'alimentation

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux.

### II-6-2- Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

### II-6-3- Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers.

### II-6-4- Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

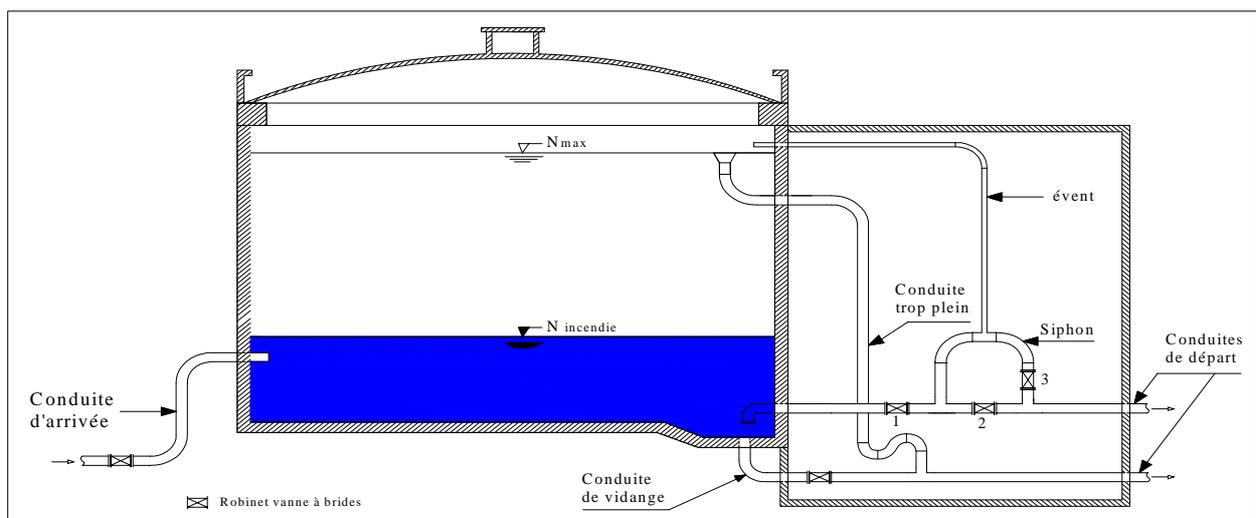
### II-6-5- Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

### II-6-6- Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver notre réserve d'incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que le réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint. En service normal, la vanne 2 est fermée et la vanne 1 et 3 sont ouvertes. Dans le cas de l'incendie : il suffit d'ouvrir la vanne 2.



*Figure (II-3): Equipement de réservoir*

## II-7- Capacité théorique du réservoir

Pour estimer la capacité d'un réservoir on tient compte des variations de débit à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont (l'adduction et station de reprise), et d'autre part, du régime de distribution (consommation moyenne journalière de l'agglomération) [6].

Le calcul de la capacité du réservoir peut se faire suivant deux méthodes :

- Méthode analytique ;
- Méthode graphique.

### II-7-1- Méthode analytique

La capacité du réservoir est déterminée à partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant, on calculera le résidu pour chaque heure, la somme entre la valeur maximale et la valeur absolue sera le pourcentage du volume de stockage. La répartition des débits d'apport se fait sur 24h dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20h dans le cas d'une adduction par refoulement, cela pour avoir un temps nécessaire pour la répartition des pannes éventuelles et d'entretien au niveau de la station de pompage, et en tenant compte des heures de pointes arrêtées par la tarification de la SONELGAZ où le prix d'énergie est élevé.

Le volume maximal de stockage du réservoir pour la consommation est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\max} = P\% \times Q_{\max j} / 100 \quad (\text{II-1})$$

Avec :

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

#### II-7-1-1- Détermination de la valeur de P

La valeur du résidu maximal P se détermine comme suit :

- Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire  $K_{\max}/h$  pour chacune des zones à desservir. Le tableau de distribution du débit journalier (Annexe (1)) nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures ;
- On répartit le débit de pompage qui se fait sur 20 heures tout au long de la journée ;
- On fait la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation ;
- Cette différence est reportée dans une colonne des surplus et des déficits selon son signe ;
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée "P% max" sera le pourcentage du volume de stockage.

### II-7-1-2- Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à  $120 \text{ m}^3$  (Volume nécessaire pour éteindre un incendie de 2 heures à raison de  $60 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{max}} + V_{\text{incendie}} \quad (\text{II-2})$$

### II-7-2- Méthode graphique

Cette méthode consiste à rapporter sur un graphique les résultats de la variation de la consommation, en portant sur l'axe des abscisses les heures, et sur l'axe des ordonnées le résidu cumulé. Le calcul de la capacité pratique du réservoir se repose sur la répartition des débits de distribution qui diffère d'une agglomération à une autre. En pratique au cours de la journée, plusieurs problèmes peuvent surgir sur la chaîne de refoulement, comme un accident sur la conduite d'adduction, au niveau du forage ou une eau suspecte, alors le réservoir doit être en mesure de répondre à la demande de l'agglomération pendant ces temps de pannes, donc il y a lieu de prévoir un volume supplémentaire.

## II-8- Détermination des capacités des réservoirs

Le schéma général des réservoirs existants dans la zone d'étude est donné dans la figure (I-3) du chapitre I.

### II-8-1- Dimensionnement du réservoir de la zone 1 (R1)

Cette zone sera desservie par un réservoir R1 qui est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise (NSR1), cette dernière aspire de l'eau à partir du point de piquage PK, cette zone a un nombre d'habitant de 2080; ce réservoir reçoit un débit de  $Q_{\text{maxj}} = 5839,78 \text{ m}^3/\text{j}$  ce qui nous donne:

$$\begin{cases} \alpha_{\text{max}} = 1,2 \\ \beta_{\text{max}} = 1,68 \end{cases} \implies K_{\text{maxh}} = \beta_{\text{max}} \times \alpha_{\text{max}} = 2.02$$

Le calcul du résidu est représenté dans le tableau (II-1) suivant:

Tableau (II-1): Dimensionnement du réservoir R1

Heure	Apport (%)	Sortie (%)		Sorties total (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
		Distribution	Refoulement				
00-01	5	0,060	4,596	4,656	0,344		0,344
01-02	5	0,060	4,596	4,656	0,344		0,688
02-03	5	0,081	4,596	4,678	0,322		1,010
03-04	5	0,084	4,596	4,680	0,3199		1,330
04-05	5	0,244	4,596	4,840	0,160		1,490
05-06	5	0,438	4,596	5,034		-0,034	1,456
06-07	5	0,441	4,596	5,037		-0,038	1,419
07-08	5	0,459	4,596	5,056		-0,056	1,363
08-09	5	0,300	4,596	4,896	0,104		1,467
09-10	5	0,292	4,596	4,889	0,111		<b>1,579</b>
10-11	5	0,479	4,596	5,075		-0,075	1,504
11-12	5	0,672	4,596	5,269		-0,269	1,236
12-13	5	0,670	4,596	5,267		-0,267	0,969
13-14	5	0,477	4,596	5,073		-0,073	0,896
14-15	5	0,403	4,596	4,999	0,001		0,897
15-16	5	0,408	4,596	5,004		-0,004	0,894
16-17	5	0,305	4,596	4,901	0,099		0,992
17-18	5	0,302	4,596	4,898	0,102		1,095
18-19	5	0,489	4,596	5,085		-0,085	1,010
19-20	5	0,471	4,596	5,067		-0,067	0,94
20-21	/	0,470	/	0,470		-0,470	0,473
21-22	/	0,236	/	0,236		-0,236	0,237
22-23	/	0,157	/	0,157		-0,157	0,080
23-24	/	0,079	/	0,079		-0,0795	0,0005
Total	100	8,078	91,922	100			

D'après le tableau (II-1) ci-dessus :  $P_{\max}=1,579\%$

**a) Calcul du volume de régulation  $V_r$**

$$V_r = (P_{\max} \times Q_{\max}) / 100$$

$$V_r = (1,579 \times 5839,78) / 100$$

D'où :  $V_r = 92,210 \text{ m}^3$

**b) Calcul du volume total  $V_{\text{tot}}$**

$$V_{\text{tot}} = V_r + V_{\text{incendie}}$$

$$V_{\text{tot}} = 92,210 + 120$$

D'où :  $V_{\text{tot}} = 212,210 \text{ m}^3$

**c) Conclusion :**

On choisira un volume de 250 m<sup>3</sup>, les deux réservoirs existants ont une capacité de 150 m<sup>3</sup> et 50 m<sup>3</sup>, par suite on optera pour un réservoir jumelé avec les existants, avec une capacité de **50 m<sup>3</sup>**.

**d) Le diamètre du réservoir**

Vu que les agglomérations de la zone 1 à alimenter sont de moyenne importance, la hauteur du réservoir peut varier de 4 à 5 m. On prendra H= 4 m.

$$D = \left[ \frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{1/2}$$

Avec : V = 50 m<sup>3</sup>

$$D = \left[ \frac{4 \times 50}{\pi \times 4} \right]^{1/2}$$

D'où : D = **3,9904 m**

**e) Hauteur d'incendie du réservoir (R1)**

On considère qu'on a un seul réservoir de capacité 250 m<sup>3</sup>.

$$\text{Avec : } H_{inc} = \left[ \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times (D_{250})^2} \right]$$

$$D_{250} = \left[ \frac{4 \times 250}{\pi \times 4} \right]^{1/2}$$

D'où : **D<sub>250</sub> = 8,82 m**

$$\text{Ainsi, } H_{inc} = \left[ \frac{4 \times 120}{\pi \times (8.82)^2} \right]$$

$$\mathbf{H_{inc} = 1,96 m}$$

**II-8-2- Dimensionnement du réservoir de la zone 2 (R2)**

Ce réservoir R2 est alimenté par refoulement à partir du réservoir R1, il reçoit un débit de Q<sub>maxj</sub> = 5368,03 m<sup>3</sup>/j, ce dernier assure la distribution de la zone 2 ; cette dernière a un nombre d'habitant de 3426, ce qui nous donne :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1.2 \\ \beta_{max} = 1.54 \end{cases} \implies K_{maxh} = \beta_{max} \times \alpha_{max} = 1.85$$

Le calcul du résidu est représenté dans le tableau (II-2) suivant :

**Tableau (II-2): Dimensionnement du réservoir R2**

Heure	Apport (%)	Sortie(%)		Sortie totale (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
		Distribution	Refolement				
00-01	5	0,125	4,284	4,409	0,591		0,591
01-02	5	0,125	4,284	4,409	0,591		1,182
02-03	5	0,125	4,284	4,409	0,591		1,773
03-04	5	0,143	4,284	4,427	0,573		2,346
04-05	5	0,290	4,284	4,574	0,426		2,772
05-06	5	0,612	4,284	4,896	0,104		<b>2,876</b>
06-07	5	0,756	4,284	5,039		-0,039	2,836
07-08	5	0,863	4,284	5,147		-0,147	2,689
08-09	5	0,716	4,284	5	0		2,689
09-10	5	0,720	4,284	5,004		-0,003	2,686
10-11	5	0,752	4,284	5,036		-0,036	2,650
11-12	5	1,003	4,284	5,286		-0,286	2,364
12-13	5	1,103	4,284	5,387		-0,387	1,977
13-14	5	0,935	4,284	5,218		-0,218	1,758
14-15	5	0,756	4,284	5,039		-0,039	1,719
15-16	5	0,677	4,284	4,961	0,039		1,758
16-17	5	0,609	4,284	4,892	0,107		1,866
17-18	5	0,716	4,284	5	0		1,866
18-19	5	0,895	4,284	5,179		-0,179	1,687
19-20	5	0,791	4,284	5,075		-0,075	1,611
20-21	/	0,752	/	0,752		-0,752	0,859
21-22	/	0,430	/	0,430		-0,430	0,430
22-23	/	0,286	/	0,286		-0,286	0,143
23-24	/	0,143	/	0,143		-0,143	0
Total	100	14,325	85,675	100			

D'après le tableau (II-2) ci-dessus :  $P_{\max}=2,876\%$

**a) Calcul du volume de régulation  $V_r$**

$$V_r = (P_{\max} \times Q_{\max}) / 100$$

$$V_r = (2,876 \times 5368,03) / 100$$

D'où :  $V_r = 154,385 \text{ m}^3$

**b) Calcul du volume total  $V_{\text{tot}}$**

$$V_{\text{tot}} = V_r + V_{\text{incendie}}$$

$$V_{\text{tot}} = 154,385 + 120$$

D'où :  $V_{\text{tot}} = 274,385 \text{ m}^3$

### c) Conclusion :

On choisira un volume de 550 m<sup>3</sup>, les deux réservoirs existants ont une capacité de 550 m<sup>3</sup>, donc c'est suffisant.

### II-8-3- Dimensionnement du réservoir de la zone 3 (R3)

Ce réservoir reçoit un débit de  $Q_{\max j} = 4599,07 \text{ m}^3/\text{j}$ , ce dernier alimentera la zone 3, et refoule un débit de  $Q_{\max j} = 358,56 \text{ m}^3/\text{j}$  vers le réservoir R4, et alimente gravitairement la station de reprise SR2 avec un débit  $Q_{\max j} = 1889,57 \text{ m}^3$ .

On a le nombre d'habitant de la zone 3 qui est de 9858 habitant, ce qui nous donne :

$$\begin{cases} \alpha_{\max} = 1,2 \\ \beta_{\max} = 1,3 \end{cases} \implies K_{\max h} = \beta_{\max} \times \alpha_{\max} = 1,56$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (II-3) ci-dessous :

**Tableau (II-3): Dimensionnement du réservoir R3**

Heure	Apport (%)	Sortie (%)			Sortie total (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
		Distribution	Refoulement	Gravitaire				
00-01	5	0,690	0,390	1,712	2,792	2,208		2,208
02-03	5	0,690	0,390	1,712	2,792	2,208		6,625
03-04	5	0,690	0,390	1,712	2,792	2,208		8,833
04-05	5	1,201	0,390	1,712	3,303	1,697		10,530
05-06	5	1,712	0,390	1,712	3,814	1,186		11,716
06-07	5	2,377	0,390	1,712	4,479	0,521		<b>12,237</b>
07-08	5	2,965	0,390	1,712	5,067		-0,067	12,170
08-09	5	3,233	0,390	1,712	5,335		-0,335	11,835
09-10	5	3,0799	0,390	1,712	5,182		-0,182	11,654
10-11	5	2,926	0,390	1,712	5,028		-0,028	11,626
11-12	5	3,080	0,390	1,712	5,182		-0,182	11,444
12-13	5	2,863	0,390	1,712	4,964	0,036		11,480
13-14	5	2,863	0,390	1,712	4,964	0,036		11,515
14-15	5	2,811	0,390	1,712	4,913	0,087		11,602
15-16	5	2,837	0,390	1,712	4,939	0,061		11,663
16-17	5	2,914	0,390	1,712	5,015		-0,015	11,648
17-18	5	2,965	0,390	1,712	5,067		-0,067	11,581
18-19	5	2,786	0,390	1,712	4,888	0,112		11,694
19-20	5	2,377	0,390	1,712	4,479	0,521		12,215
20-21	0	2,121	0	1,712	3,833		-3,833	8,382
21-22	0	1,534	0	1,712	3,245		-3,245	5,136
22-23	0	1,022	0	1,712	2,734		-2,734	2,402
23-24	0	0,690	0	1,712	2,402		-2,402	0
Total	100	51,118	7,796	41,086	100			

D'après le tableau (II-3) ci-dessus :  $P_{\max}=12,237\%$

**a) Volume de régulation  $V_r$**

$$V_r = (P_{\max} \times Q_{\max}) / 100$$

$$V_r = (12,237 \times 4599,07) / 100$$

D'où :  $V_r = 562,788 \text{ m}^3$

**b) Volume total  $V_{\text{tot}}$**

$$V_{\text{tot}} = V_r + V_{\text{incendie}}$$

$$V_{\text{tot}} = 562,788 + 120$$

D'où :  $V_{\text{tot}} = 682,788 \text{ m}^3$

**c) Conclusion**

On choisira un volume de  $700 \text{ m}^3$ . On a trois réservoirs existants de  $75 \text{ m}^3$ ,  $150 \text{ m}^3$  et  $250 \text{ m}^3$ , donc un nouveau réservoir de  $225 \text{ m}^3$  sera projeté et placé avec ceux existants déjà.

**d) Le diamètre du réservoir**

La hauteur du réservoir H peut varier de 4 à 5 m. On prendra  $H=4\text{m}$ .

$$D = \left[ \frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{1/2}$$

Avec :  $V = 225 \text{ m}^3$

$$D = \left[ \frac{4 \times 225}{\pi \times 4} \right]^{1/2}$$

D'où :  $D = 8,46 \text{ m}$

**e) Hauteur d'incendie du réservoir (R3)**

On considère qu'on a un seul réservoir de capacité  $700 \text{ m}^3$ .

$$H_{\text{inc}} = \left[ \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times (D_{700})^2} \right]$$

Avec :

$$D_{700} = \left[ \frac{4 \times 700}{\pi \times 4} \right]^{1/2}$$

D'où :  $D_{700} = 14,93 \text{ m}$

Ainsi,  $H_{\text{inc}} = \left[ \frac{4 \times 120}{\pi \times (14,93)^2} \right]$

$$H_{\text{inc}} = 0,68 \text{ m}$$

**II-8-4- Dimensionnement du réservoir de la zone 4 (R4)**

Le réservoir R4 du village Atmos est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise (SR2), il reçoit un débit de  $Q_{maxj} = 358,56 \text{ m}^3/\text{j}$ , ce village est composé de 127 habitants, ce qui nous donne :

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,2 \\ \beta_{max} = 2 \end{cases} \implies K_{maxh} = \beta_{max} \times \alpha_{max} = 2,40$$

Le calcul du résidu est représenté dans le tableau (II-4) suivant :

**Tableau (II-4): Dimensionnement du réservoir R4**

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	5	0,639	4,361		4,361
01-02	5	0,639	4,361		8,722
02-03	5	1,167	3,833		12,555
03-04	5	1,168	3,832		16,387
04-05	5	3,49	1,51		17,897
05-06	5	3,98	1,02		18,917
06-07	5	4,77	0,23		<b>19,147</b>
07-08	5	9,268		-4,268	14,879
08-09	5	7,74		-2,74	12,139
09-10	5	5,99		-0,99	11,149
10-11	5	4,48	0,52		11,669
11-12	5	4,98	0,02		11,689
12-13	5	4,58	0,42		12,109
13-14	5	4,1	0,9		13,009
14-15	5	4,768	0,232		13,241
15-16	5	5,969		-0,969	12,272
16-17	5	9,029		-4,029	8,243
17-18	5	8,228		-3,228	5,015
18-19	5	7,047		-2,047	2,968
19-20	5	2,488	2,512		5,48
20-21	/	2,488	-2,488		2,992
21-22	/	1,414		-1,414	1,578
22-23	/	0,889		-0,889	0,689
23-24	/	0,689		-0,689	0
Total	100	100			

D'après le tableau (II-4) ci-dessus: **P<sub>max</sub>=19,147%**

**a) Calcul du volume de régulation  $V_r$** 

$$V_r = (P_{\max} \times Q_{\max}) / 100$$

$$V_r = (19,147 \times 358,56) / 100$$

$$D'où : V_r = 68,653 \text{ m}^3$$

**b) Calcul de volume total  $V_{\text{tot}}$** 

$$V_{\text{tot}} = V_r + V_{\text{incendie}}$$

$$V_{\text{tot}} = 68,653 + 120$$

$$D'où : V_{\text{tot}} = 188,653 \text{ m}^3$$

**c) Conclusion**

On choisira un volume de  $200 \text{ m}^3$  pour ce nouveau réservoir (R4).

**d) Le diamètre du réservoir**

Vu que les agglomérations de la zone 4 à alimenter sont de moyenne importance, la hauteur du réservoir peut varier de 4 à 5 m. On prendra  $H = 4 \text{ m}$ .

$$D = \left[ \frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{1/2}$$

$$\text{Avec : } V = 200 \text{ m}^3$$

$$D = \left[ \frac{4 \times 200}{\pi \times 4} \right]^{1/2}$$

$$D'où : D = 7,98 \text{ m}$$

**e) Hauteur d'incendie du réservoir (R4)**

Le réservoir est de capacité  $200 \text{ m}^3$ .

$$H_{\text{inc}} = \left[ \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times (D_{200})^2} \right]$$

Avec :

$$D_{200} = \left[ \frac{4 \times 200}{\pi \times 4} \right]^{1/2}$$

$$D'où : D_{150} = 7,98 \text{ m}$$

$$\text{Ainsi, } H_{\text{inc}} = \left[ \frac{4 \times 120}{\pi \times (7,98)^2} \right]$$

$$H_{\text{inc}} = 2,40 \text{ m}$$

**II-8-5- Dimensionnement du réservoir de la zone 5 (R5)**

Ce réservoir desservira les localités de la zone 5 par refoulement avec un débit de  $Q_{\max j} = 1889,57 \text{ m}^3/\text{j}$  à partir de la station de reprise Aourir, avec un nombre d'habitant de 4049, ce qui nous donne:

$$\begin{cases} \alpha_{max} = 1,20 \\ \beta_{max} = 1,35 \end{cases} \implies K_{maxh} = \beta_{max} \times \alpha_{max} = 1,62$$

Avec un débit  $Q_{maxj}=1889,57 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (II-5) suivant :

**Tableau (II-5): Dimensionnement du réservoir R5**

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	5	1,2	3,8		3,8
01-02	5	1,2	3,8		7,6
02-03	5	1,2	3,8		11,4
03-04	5	1,2	3,8		15,2
04-05	5	2,2	2,8		18
05-06	5	3,2	1,8		19,8
06-07	5	4,8	0,2		<b>20</b>
07-08	5	6,1		-1,1	18,9
08-09	5	6,4		-1,4	17,5
09-10	5	5,8		-0,8	16,7
10-11	5	5,2		-0,2	16,5
11-12	5	5,8		-0,8	15,7
12-13	5	6,2		-1,2	14,5
13-14	5	6,2		-1,2	13,3
14-15	5	5,5		-0,5	12,8
15-16	5	5,1		-0,1	12,7
16-17	5	5,4		-0,4	12,3
17-18	5	6,1		-1,1	11,2
18-19	5	5,9	-0,9		10,3
19-20	5	4,8		0,2	10,5
20-21	0	4,3		-4,3	6,2
21-22	0	3		-3	3,2
22-23	0	2		-2	1,2
23-24	0	1,2		-1,2	0
Total	100	100			

D'après le tableau (II-5) ci-dessus:  $P_{max}=20\%$

**a) Volume de régulation  $V_r$** 

$$V_r = (P_{\max} \times Q_{\max}) / 100$$

$$V_r = (20 \times 1889,57) / 100$$

D'où :  $V_r = 377,914 \text{ m}^3$

**b) Volume total  $V_{\text{tot}}$** 

$$V_{\text{tot}} = V_r + V_{\text{incendie}}$$

$$V_{\text{tot}} = 377,914 + 120$$

D'où :  $V_{\text{tot}} = 497,914 \text{ m}^3$

**c) Conclusion :**

On choisira un volume de  $500 \text{ m}^3$ . On a deux réservoirs existants de  $50 \text{ m}^3$  chacun, donc on rajoute aux existants un réservoir de  $400 \text{ m}^3$ .

**d) Le diamètre du réservoir**

La hauteur du réservoir  $H$  peut varier de 4 à 5 m. On prendra  $H = 4 \text{ m}$ .

$$D = \left[ \frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{1/2}$$

Avec :  $V = 400 \text{ m}^3$

$$D = \left[ \frac{4 \times 400}{\pi \times 4} \right]^{1/2}$$

D'où :  $D = 11,29 \text{ m}$

**e) Hauteur d'incendie du réservoir (R5)**

On considère qu'on a un seul réservoir de capacité  $500 \text{ m}^3$ .

$$H_{\text{inc}} = \left[ \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times (D_{500})^2} \right]$$

Avec :

$$D_{500} = \left[ \frac{4 \times 500}{\pi \times 4} \right]^{1/2}$$

D'où :

$$D_{500} = 12,62 \text{ m}$$

Ainsi,

$$H_{\text{inc}} = \left[ \frac{4 \times 120}{\pi \times (12,62)^2} \right]$$

$$H_{\text{inc}} = 0,96 \text{ m}$$

## II-9- Détermination de la capacité des stations de reprise

### II-9-1- Station de reprise NSR1

La bêche à eau de la première station de reprise est considérée comme un réservoir vu qu'elle est alimentée gravitairement à partir du point de piquage PK avec un débit  $Q = 5839,78 \text{ m}^3/\text{j}$ , ce qui fait qu'elle est alimentée 24h/24h, avec un refoulement pendant une durée de 20 heures par jour.

Les résultats sont regroupés dans le tableau (II-6) ci-dessous :

**Tableau (II-6): Dimensionnement de la station de reprise NSR1**

Heure (%)	Apport (%)	Sortie (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
00-01	4,16	5	-0,84		-0,84
01-02	4,16	5	-0,84		-1,68
02-03	4,16	5	-0,84		-2,52
03-04	4,16	5	-0,84		-3,36
04-05	4,16	5	-0,84		-4,2
05-06	4,16	5	-0,84		-5,04
06-07	4,16	5	-0,84		-5,88
07-08	4,16	5	-0,84		-6,72
08-09	4,17	5	-0,83		-7,55
09-10	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		-15,02
18-19	4,17	5	-0,83		-15,85
19-20	4,17	5	-0,83		<b>-16,68</b>
20-21	4,17	0		4,17	-12,51
21-22	4,17	0		4,17	-8,34
22-23	4,17	0		4,17	-4,17
23-24	4,17	0		4,17	0
Total	100	100			

D'après le tableau (II-6) ci-dessus :  $P_{\max} = |-16,68| = 16,68 \%$

**a) Volume de la station de reprise NSR1**

$$V_{\text{NSR}} = (P_{\max} \times Q_{\max}) / 100$$

$$V_{\text{NSR}} = (16,68 \times 5839,78) / 100$$

D'où :  $V_{\text{NSR}} = 974,075 \text{ m}^3$

**b) Conclusion :**

On choisira un volume de  $1000 \text{ m}^3$ .

**c) Le diamètre du réservoir**

La hauteur du réservoir H peut varier de 4 à 5 m. On prendra  $H = 4 \text{ m}$ .

$$D = \left[ \frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{1/2}$$

Avec :  $V = 1000 \text{ m}^3$

$$D = \left[ \frac{4 \times 1000}{\pi \times 4} \right]^{1/2}$$

D'où :  $D = 17,85 \text{ m}$

**II-9-2- Station de reprise NSR2**

Cette station est considérée comme la première station de reprise (NSR1), elle reçoit un débit  $Q = 1889,57 \text{ m}^3/\text{j}$ , alors la détermination de sa capacité sera comme un réservoir, les résultats obtenus sont donnés dans le tableau (II-7) suivant:

**Tableau (II-7): Dimensionnement de la station de reprise NSR2**

Heure (%)	Apport (%)	Sortie (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
00-01	4,16	5	-0,84		-0,84
01-02	4,16	5	-0,84		-1,68
02-03	4,16	5	-0,84		-2,52
03-04	4,16	5	-0,84		-3,36
04-05	4,16	5	-0,84		-4,2
05-06	4,16	5	-0,84		-5,04
06-07	4,16	5	-0,84		-5,88
07-08	4,16	5	-0,84		-6,72
08-09	4,17	5	-0,83		-7,55
09-10	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		-15,02
18-19	4,17	5	-0,83		-15,85
19-20	4,17	5	-0,83		<b>-16,68</b>
20-21	4,17	0		4,17	-12,51
21-22	4,17	0		4,17	-8,34
22-23	4,17	0		4,17	-4,17
23-24	4,17	0		4,17	0
Total	100	100			

D'après le tableau (II-7) ci-dessus :  $P_{\max} = |-16,68| = 16,68 \%$

**a) Volume de la station de reprise NSR1**

$$V_{NSR} = (P_{\max} \times Q_{\max}) / 100$$

$$V_{NSR} = (16,68 \times 1889,57) / 100$$

D'où :  $V_{NSR} = 315,180 \text{ m}^3$

**b) Conclusion :**

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

**c) Le diamètre du réservoir**

La hauteur du réservoir H peut varier de 4 à 5 m. On prendra H=4 m.

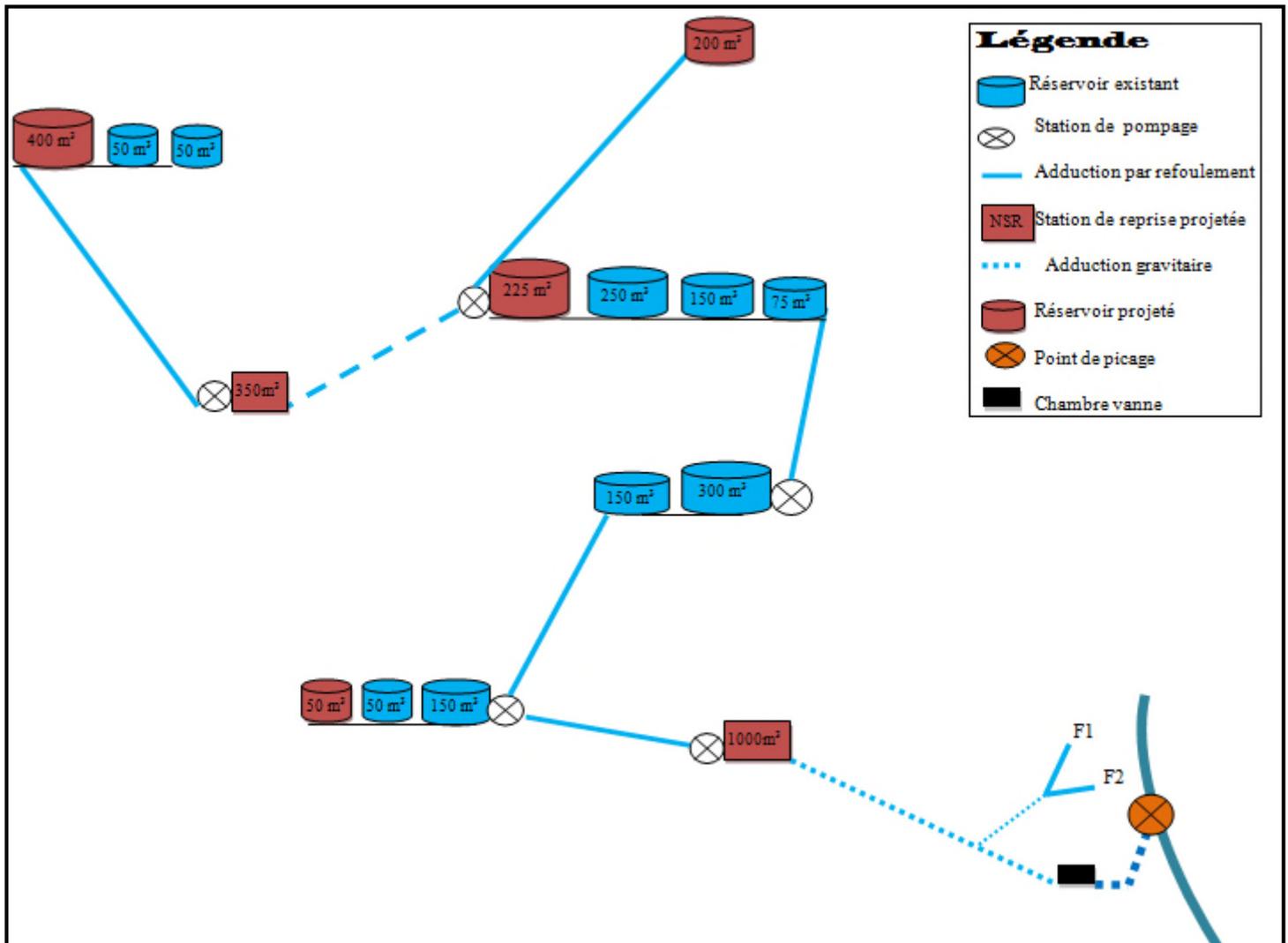
$$D = \left[ \frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{1/2}$$

Avec : V = 350 m<sup>3</sup>

$$D = \left[ \frac{4 \times 350}{\pi \times 4} \right]^{1/2}$$

D'où : D = **10,56 m**

Le schéma final des réservoirs existants et projetés au niveau de la zone d'étude est donné dans la figure (II-4) ci-dessous.



**Figure (II-4) :** Schéma final des réservoirs existants et projetés associés pour chaque zone

## **II-10- Conclusion**

Le calcul des capacités des réservoirs montre la nécessité de projeter une station de reprise NSR1 d'une capacité de 1000 m<sup>3</sup> et deux réservoirs dans la chaîne existante de Semaoun pour les zones (1) et (3) d'une capacité 50 m<sup>3</sup> et 225 m<sup>3</sup> respectivement, ainsi que de renforcer la zone (5) Tizi Adjissa par un autre réservoir d'une capacité de 400 m<sup>3</sup> à l'intermédiaire d'une station de reprise NSR2 d'une capacité de 350 m<sup>3</sup>, et un autre réservoir pour la zone (4) Atmos d'une capacité de 200 m<sup>3</sup>.

***Chapitre III***  
***Adduction***

### III-1- Introduction

L'adduction est le procédé qui permet de transporter des débits d'eau depuis les zones de captage jusqu'au réservoir de stockage ou de distribution, suivant la nature du relief, elle peut être soit entièrement gravitaire, soit par refoulement et soit mixte (refoulement-gravitaire).

Le but de ce chapitre est de dimensionner les conduites, qui servent à transporter l'eau vers chaque commune concernée par la présente étude, ce dimensionnement se fait grâce au débit alloué tout en tenant compte du bon fonctionnement hydraulique.

### III-2- Choix du tracé

Pour faire un choix du tracé d'adduction, on doit tenir compte de certaines considérations d'ordre technique et économique, il exige les conditions suivantes [5].

#### III-2-1- Conditions techniques

On trouve principalement :

- Avoir un profil en long le plus régulier.
- Eviter les contre pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.
- Pour les conduites de longueur importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.

#### III-2-2- Conditions économiques

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

### III-3- Choix du type de conduite

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine. De ce fait, on dispose de différents types de conduites et selon le matériau constitutif, on distingue :

- Fonte ductile ;
- L'acier ;
- Béton à âme en tôle ;
- Polyester renforcé à la fibre de verre (PVC) ;
- Polyéthylènes de Haute Densité (PEHD) ;

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction :

- Du diamètre ;
- Des pressions supportées ;
- Des revêtements ;

- La disponibilité ;
- Du prix unitaire ;
- Du type de sol ;
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important.

Dans notre cas, on opte pour des conduites en Polyéthylène de Haute Densité (PEHD), vu les avantages qu'elles présentent, à savoir :

- Facilité de pose (grande flexibilité).
- Possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Disponibilité sur le marché national.
- Meilleure résistance aux contraintes (choc, écrasement et déplacement du terrain).
- Le matériau est insensible à la corrosion. Il n'est pas nécessaire de faire une étude de corrosivité des sols ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable) ;
- Fiable au niveau du branchement (pas de fuite) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissements (théoriquement de 50 ans à une température 20 (°C)).

**Remarque :** Dans les tuyaux d'adduction d'eau en polyéthylène (PEHD) on donne plutôt le diamètre extérieur auquel il faut retrancher deux fois l'épaisseur pour avoir le diamètre intérieur.

### III-4- Description du schéma d'adduction

La chaîne d'adduction dans le présent projet sera alimentée à partir du barrage Tichi-Haff, en fonction des besoins calculés pour les agglomérations concernées, l'eau sera acheminée avec une conduite de longueur 1500 ml vers la première station de reprise (NSR1) de capacité 1000 m<sup>3</sup> gravitairement grâce à la pression du barrage, cette dernière est implantée à la cote 125,35 m au lieu dénommé Akhemoussi qui est équipée d'une pompe qui refoule un débit d'eau de 67,59 m<sup>3</sup>/j à l'intermédiaire d'une conduite en PEHD de longueur 936,59 ml, qui alimente au lieu dénommé Sidi-Ahmed les trois réservoirs implantés à la cote 257,74 m de capacités 150 m<sup>3</sup>, 50 m<sup>3</sup> et 50 m<sup>3</sup> avec une pompe qui refoule un débit d'eau de 62,13 m<sup>3</sup>/j par l'intermédiaire d'une conduite en PEHD d'une longueur de 1417 ml. Cette dernière alimente au lieu dénommé Tizi les deux réservoirs implantés à la cote 400,6 m de capacités 300 m<sup>3</sup> et 150 m<sup>3</sup> avec une pompe qui refoule un débit d'eau de 53,23 m<sup>3</sup>/j par une conduite en PEHD d'une longueur 1544,93 ml. La 3<sup>ème</sup> zone dénommé Semaoun Centre est alimentée par les quatre réservoirs implantés à la cote 562,76 m de capacités 225 m<sup>3</sup>, 250 m<sup>3</sup>, 150 m<sup>3</sup> et 75 m<sup>3</sup>, ce dernier desservira les trois réservoirs de Tizi Adjissa se trouvant à la cote 672,0 m de capacités 400 m<sup>3</sup> et 2×50 m<sup>3</sup> par l'intermédiaire d'une station de reprise (NSR2) de capacité de 350 m<sup>3</sup> implantée à la cote 490,89 m avec un débit de 21,87 m<sup>3</sup>/j. Semaon Centre alimente aussi le réservoir implanté à Atmos à la cote 744,78 m de capacité 200 m<sup>3</sup> par le moyen d'une conduite en PEHD d'une longueur 1057,75 ml qui transporte un débit de 4,15 m<sup>3</sup>/j. Le schéma du système d'adduction de la région étudiée est donnée dans la figure (III-1).

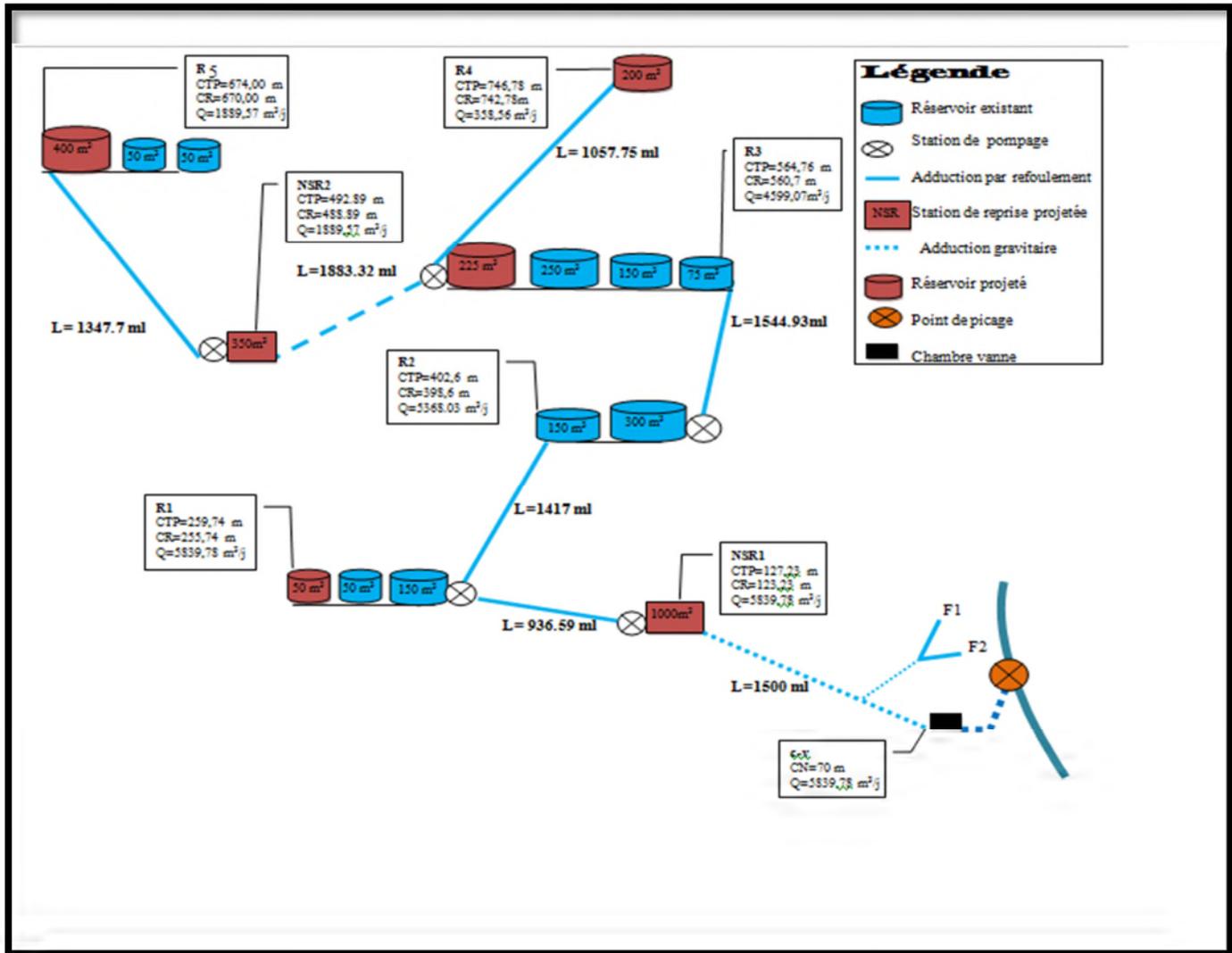


Figure (III-1) : Schéma du système d'adduction de la région étudiée.

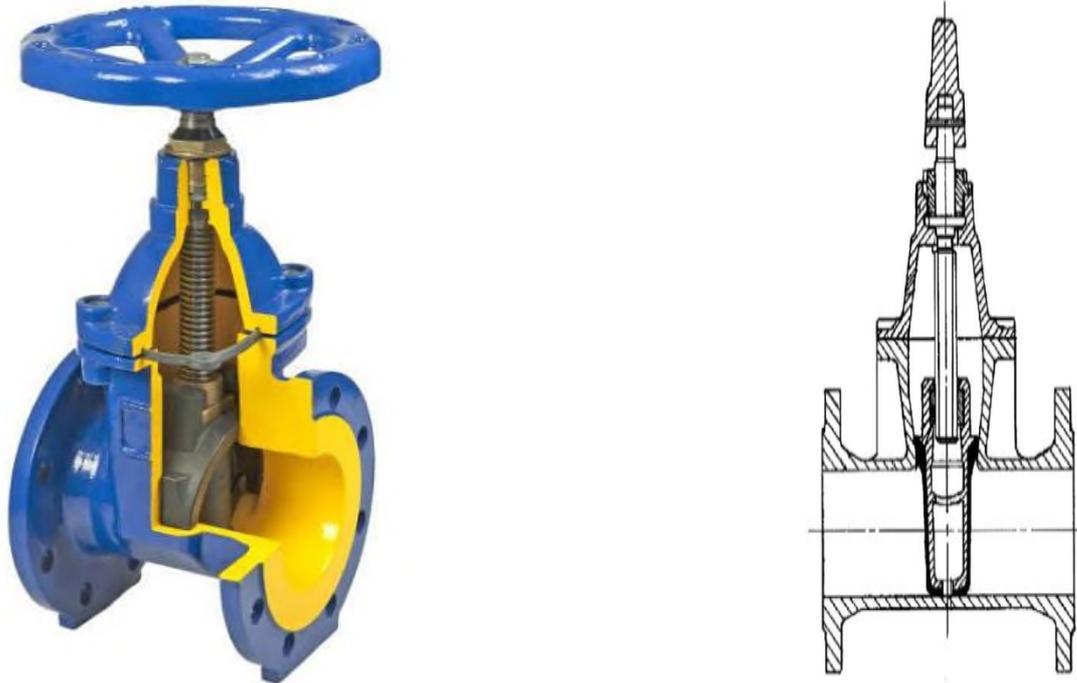
## III-5- Equipements de l'adduction

### III-5-1- Robinet-vanne

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale, permettant l'isolement d'une partie d'adduction en cas de travaux de répartition ou autres.

#### III-5-1-1- Robinets-vanne à opercule

La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Diamètres allant de 40 à 300 mm (Figure (III-2)).



**Figure (III-2) : Robinets-vanne à opercule**

### **III-5-1-2- Vanne-papillon**

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Diamètres plus importants de 100 à 2500 mm, parfois plus (Figure (III-3)).



**Figure (III-3): Vanne-papillon**

### **III-5-1-3- Robinet de vidange**

Ce sont des robinets placés aux points le plus bas de la canalisation pour permettre la vidange de la conduite en cas de besoin. Ces robinets doivent être facilement accessibles.

### III-5-2-Ventouse

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air contenu dans les conduites. L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse. Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. On injecte donc de l'air par les ventouses (Figure (III-4)).



*Figure (III-4): Ventouses*

### III-5-3- Les clapets anti-retour

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

### III-5-4- Les crépines

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction de corps étrangers dans la pompe.

## III-6- Prix des conduites

Les prix des conduites en PEHD sont donnés dans l'annexe (4) [7].

## III-7- Méthode de calcul

### III-7-1- Cas du refoulement

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

- La formule de **BONNIN** :  $D = \sqrt{Q}$  (III-1)

- La formule de **BRESS** :  $D = 1,5\sqrt{Q}$  (III-2)

Avec :

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

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

### **III-7-1-1- Calcul des pertes de charge**

Les pertes de charge présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires.
- Les pertes de charge singulières.

#### **A- Calcul des pertes de charge linéaires ( $\Delta H_L$ )**

Dans un écoulement il existe une perte de charge linéaire qui dépend, pour un tronçon donné de :

- Diamètre D de la conduite en (m);
- Débit Q en (m<sup>3</sup>/s);
- La rugosité absolue  $\varepsilon$  exprimée en mm;
- La longueur du tronçon L en (m) ;

Elle est donnée par la formule ci-après:

$$\Delta H_L = j \times L \quad (III-3)$$

Avec :

- L : longueur de la conduite d'adduction en mètre (m).
- j : La perte de charge linéaire par unité de longueur, elle est donnée par l'expression ci-après :

$$j = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (III-4)$$

Avec :

- $\lambda$ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement ;
- V: Vitesse d'écoulement dans la conduite ;
- D: Diamètre de la conduite en mètre (m) ;
- g: Accélération de la pesanteur (g=9,81 m<sup>2</sup>/s).

En régime turbulent,  $\lambda$  est donnée par la formule de NIKURADZE :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{III-5})$$

Où:

- $\varepsilon$ : rugosité de la conduite en mm (0,1mm) ;
- D: Diamètre de la conduite en (mm) ;

Dans le cas d'un régime transitoire,  $\lambda$  est déterminé à partir de l'abaque de MOODY (Annexe(2)).

A la première approximation,  $\lambda$  est donné par la formule de NIKURADZE par itérations successives, on calcule la valeur approchée de frottement par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{\varepsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{III-6})$$

Avec :

- $\lambda=f(Re,\varepsilon/D)$ ;
- Re: Nombre de Reynolds ;
- $\varepsilon$ : Coefficient de rugosité de la paroi.

On vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule du Nombre de Reynolds qui s'exprime comme suit :

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

Avec :

- $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337.t + 0,000221.t^2)} \quad (\text{III-8})$$

- t: température de l'eau en degré;

À t= 20°C:  $\nu=0,01$  Stocks = $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s

### B- Pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section (rétrécissement, élargissement de la conduite),...etc.

Dans notre cas les pertes de charge singulières représentent 15 % de celles linéaires. Elles se calculent par la formule ci-après :

$$\Delta H_S = 0,15 \times \Delta H_L \quad (\text{III-9})$$

### C- La perte de charge totale

Par la suite, la perte de charge totale sera donnée comme suit :

$$\Delta HT = \Delta H_L + \Delta H_S = 1,15 * \Delta H_L \quad (\text{III-10})$$

Avec :

- $\Delta HT$ : Perte de charge totale en (m) ;
- $\Delta H_S$ : Perte de charge singulière en (m) ;
- $\Delta H_L$  : Perte de charge linéaire en (m) ;

#### III-7-1-2- La hauteur manométrique totale HMT

Elle se calcule comme suit :

$$HMT = H_g + \Delta HT = H_g + \Delta HT = \Delta H_a + \Delta H_r \quad (\text{III-11})$$

Avec :

- $H_g$  : La hauteur géométrique (m) ;
- $\Delta H_a$ : Perte de charge à l'aspiration (m) ;
- $\Delta H_r$ : Perte de charge au refoulement (m).

#### III-7-1-3- Puissance des pompes

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule ci-dessous.

$$P_a = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \quad (\text{III-12})$$

Avec :

- $P$ : Puissance absorbée par la pompe (kw);
- $\rho$ : Masse volumique de l'eau = 1000 kg /m<sup>3</sup> ;
- $g$ : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;
- $Q$ : Débit à refouler (m<sup>3</sup>/s) ;
- $HMT$  : Hauteur manométrique totale (m);
- $\eta$  : Rendement du pompage (70 %) ;

#### III-7-1-4- Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et l'heure de pompage par année.

$$E = P \cdot T_p \cdot 365 \quad (\text{III-13})$$

Avec :

- $E$ : Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (Kwh) ;
- $P_a$ : Puissance absorbée (Kw);
- $T_p$ : Temps de pompage (20 h).

**III-7-1-5- Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du kilowatt heure (Kwh) d'électricité, ils sont donnés par la formule ci-après.

$$F_{\text{exploitation}} = E \times ep \quad (\text{III-14})$$

Avec :

- $F_{\text{exploitation}}$  : Frais d'exploitation (DA) ;
- E : Energie totale dépensée par la pompe (Kw);
- ep: Prix unitaire d'un Kw imposé par la SONELGAZ (ep=4,67 DA).

**III-7-1-6- Frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement, sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité, ils sont déterminés par la relation ci-après.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III-15})$$

Avec :

- A: Frais d'amortissement (DA);
- i: Taux d'annuité (i = 8 %);
- n: Durée de l'amortissement de la conduite, dans notre cas on prend n =32 ans ;

Donc :

$$A=0,0875$$

On déduit les frais d'amortissement annuels en multipliant le prix de revient de la canalisation par l'annuité.

**III-7-2- Cas gravitaire**

Pour les conduites à écoulement gravitaire, le diamètre des conduites est dimensionné de telle sorte que la charge résiduelle soit positive en tout point de la conduite, c'est-à-dire que la charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite, diminuée des pertes de charge linéaires et singulières le long de la conduite, soit supérieure à la cote altimétrique de la conduite au point considéré.

$$V = (4Q) / (\pi D^2)$$

$$\Delta H_L = \frac{\lambda L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

$$H_r = H_{\text{ext}} - \Delta H_T$$

Avec :

- $H_{\text{ext}}$  : Charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite (m).

**Remarque :** Pour le choix de diamètre, il faut vérifier les conditions limites de la vitesse  $0,5 \text{ m/s} < V < 2 \text{ m/s}$ .

### III-8- Calcul des diamètres économiques

#### III-8-1- Adduction gravitaire

##### ➤ Conduite chambre vanne (C.V) vers NSR1

Ce tronçon est alimenté à partir du point de piquage, l'écoulement se fait gravitairement vue la grande pression qui règne dans la conduite principale de transfert qui est d'environ **13 bars**.

##### • Caractéristiques du tronçon

- Le débit refoulé :  $Q = 0,06759 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- La longueur :  $L = 1500 \text{ m}$  ;
- Cote trop plein : CTP (NSR1) = 127,23 m ;
- Cote radier : CR (chambre vanne) = 68 m ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 59,23 \text{ m}$ .

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0,5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont 0,415 m et 0,207 m.

Alors, les diamètres normalisés sont : 250, 315, et 400 mm.

On opte pour le PN20 car  $H_g + 13 \text{ bars} = 18,923 \text{ bars}$ .

##### • Calcul de la perte de charge totale ( $\Delta HT$ )

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-1) ci-après :

**Tableau (III-1):** Calcul de ( $\Delta HT$ ) du tronçon CV-NSR1

$D_{\text{Ext}}$ (mm)	L (m)	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	$\Delta HL$ (m)	$\Delta HT$ (m)
250	1500	0,06759	2,283	443367,20	0,01467201	0,0201	30,1066	34,62
315	1500	0,06759	1,439	352011,08	0,01491156	0,0064	9,6529	11,10
400	1500	0,06759	0,893	277211,56	0,01529434	0,0020	2,9988	3,45

Pour que l'eau arrive à la station de reprise1, il faut que  $H \geq H_g + \Delta HT$ , avec **H** la pression au point de piquage qui est d'environ **13 bars**.

Dans ce cas, on optera pour un diamètre de **315** car  $H_g + \Delta HT = 70,33$  est inférieure à **H=130 m** avec une vitesse acceptable de **1,439 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 315 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Choix des vannes**

Notre choix s'est porté sur les vannes papillons pour les raisons suivantes :

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

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

$$J_v = H - (H_g - \Delta H_T)$$

D'où :

$$J_v = 130 - 70,33 = \mathbf{59,67 \text{ m}}$$

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

On a:

$$J_v = \xi \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

D'où:

$$\xi = J_v \times \frac{2 \times g}{V^2}$$

$$\xi = 59,67 \times \frac{2 \times 9,81}{1,439^2}$$

$$\xi = \mathbf{565,37}$$

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

Le type de la vanne sera une "vanne à papillon", d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque (Annexe (3)).

Alors, pour  $\xi = \mathbf{565,37}$  l'angle d'ouverture de la vanne ( $\theta$ ) sera de  $\mathbf{65^\circ}$ .

➤ **Conduite R3 vers NSR2**

Ce tronçon est alimenté à partir de réservoir du chef lieu Semaoun (R3), l'écoulement se fait gravitairement.

- **Caractéristiques du tronçon**

- Le débit refoulé :  $Q = 0,02187 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- La longueur :  $L = 1883,32 \text{ m}$  ;
- Cote trop plein: CTP (NSR2) = 492,89 m ;
- Cote radier : CR (R3) = 560,76 m ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 71,87 \text{ m}$ .

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 2 m/s et 0,5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont 0,236 m et 0,118 m.

Alors, les diamètres normalisés sont : 160, 200, et 250 mm.

On opte pour PN10, car  $H_g = 7,187$  bars.

- **Calcul de la perte de charge totale ( $\Delta HT$ )**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-2) ci-après :

**Tableau (III-2): Calcul de ( $\Delta HT$ ) du tronçon R3-NSR2**

$D_{Ext}$ (mm)	L (m)	Q ( $m^3/s$ )	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	$\Delta HL$ (m)	$\Delta HT$
160	1500	0,02187	1,401	197587,75	0,0162275	0,0115	17,2785	19,87
200	1500	0,02187	0,897	158115,05	0,0167743	0,0039	5,8609	6,74
250	1500	0,02187	0,573	126405,96	0,0176834	0,0013	2,0177	2,32

Pour que l'eau arrive à la station de reprise 2, il faut que  $\Delta HT \leq H_g$ , condition vérifiée. Le diamètre choisi est **160 mm** avec une vitesse acceptable de **1,401 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de **160 mm**, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

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

$$J_v = H_g - \Delta HT$$

D'où :

$$J_v = 71,87 - 19,8703 = \mathbf{51,99 \text{ m}}$$

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

On a:

$$J_v = \xi \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

D'où:

$$\xi = J_v \times \frac{2 \times g}{V^2}$$

$$\xi = 51,99 \times \frac{2 \times 9,81}{1,401^2}$$

$$\xi = \mathbf{519,78}$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne  $\theta$  ( $^\circ$ )**

Le type de la vanne sera une "vanne à papillon", d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque (Annexe (3)).

Alors, pour  $\xi = 519,78$  l'angle d'ouverture de la vanne ( $\theta$ ) sera de **66,5 $^\circ$** .

### III-8-2- Adduction par refoulement

- **Conduite NSR1-R1**

Ce tronçon est alimenté par la station de reprise Akhmoussi (NSR1), l'adduction se fait à l'aide d'une pompe.

- **Caractéristiques du tronçon**

- Le débit refoulé :  $Q = 0,06759 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- La longueur :  $L = 936,59 \text{ m}$  ;
- Cote trop plein: CTP (R1) = 259,74 m ;
- Cote radier : CR (NSR1) = 123,23 m ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 136,51 \text{ m}$  ;
- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} = 0,2600 \text{ m}$  ;
- $D_{\text{BRESS}} = 1,5 \times \sqrt{Q} = 0,3900 \text{ m}$ .

D'où les diamètres normalisés sont : 250,315 et 400 mm, avec une pression nominale de 16 bars (PN16), car  $H_g = 13,651 \text{ bars}$ .

- **Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-3) ci-après :

**Tableau (III-3): Calcul de la HMT du tronçon NSR1-R1**

$D_{\text{Ext}}$ (mm)	L (m)	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	$\Delta\text{HL}$ (m)	$\Delta\text{HT}$ (m)	HMT (m)
250	936,59	0,06759	2,057	420830,45	0,01471414	0,0155	14,5239	16,7025	153,21
315	936,59	0,06759	1,296	333987,24	0,01498463	0,0050	4,6570	5,3556	141,87
400	936,59	0,06759	0,803	262986,90	0,01539543	0,0015	1,4484	1,6656	138,18

- **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III-4) ci-dessous.

**Tableau (III-4): Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (NSR1-R1)**

$D_{\text{Ext}}$ (mm)	Pa (Kw)	E (Kwh)	$F_{\text{exploitation}}$ (DA)	Prix ml (Da)	L (m)	$F_{\text{amortissement}}$ (DA)
250	145,126768	1059425,405	4947516,639	4340,56	936,59	355715,9454
315	134,378692	980964,4501	4581103,982	6881,37	936,59	563939,4537
400	130,883468	955449,3161	4461948,306	11116,05	936,59	910978,3611

- **Calcul du bilan**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III-5) ci- dessous.

**Tableau (III-5) : Calcul du bilan (NSR1-R1)**

D <sub>Ext</sub> (mm)	F <sub>exploitation</sub> (DA)	F <sub>amortissement</sub> (DA)	Bilan (DA)
250	4947516,639	355715,9454	5303232,585
315	4581103,982	563939,4537	5145043,436
400	4461948,306	910978,3611	5372926,667

Le diamètre économique est de 315 mm, avec un bilan minimal de 5145043,436 Da, et une vitesse acceptable de 1,296 m/s.

➤ **Conduite R1-R2**

Ce tronçon est alimenté par le réservoir de Sidi-Ahmed (R1), l'adduction est faite par refoulement.

- **Caractéristiques du tronçon**

- Le débit refoulé :  $Q = 0,06213 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- La longueur :  $L = 1417 \text{ m}$  ;
- Cote trop plein : CTP (R2) = 402,6 m ;
- Cote radier : CR (R1) = 255,74 m ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 146,86 \text{ m}$  ;
- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} = 0,2500 \text{ m}$  ;
- $D_{\text{BRESS}} = 1,5 \times \sqrt{Q} = 0,374 \text{ m}$ .

D'où les diamètres normalisés sont : 250, 315 et 400 mm avec une pression nominale de 16 bars (PN16), car  $H_g = 14,686 \text{ bars}$ .

- **Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-6) ci-après :

**Tableau (III-6): Calcul de la HMT du tronçon R1-R2**

D <sub>Ext</sub> (mm)	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	$\Delta HL$ (m)	$\Delta HT$ (m)	HMT (m)
250	1417	0,06213	1,891	386835,27	0,0148766	0,0132	18,7720	21,5878	168,45
315	1417	0,06213	1,191	307007,36	0,01517353	0,0043	6,0285	6,9327	153,79
400	1417	0,06213	0,739	241742,51	0,01561036	0,0013	1,8774	2,1590	149,02

- **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III-7) ci- dessous.

**Tableau (III-7) : Calcul des frais d'exploitation et amortissement (R1-R2)**

D <sub>Ext</sub> (mm)	Pa (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exploitation</sub> (DA)	Prix ml (Da)	L (m)	F <sub>amortissement</sub> (DA)
250	146,668744	1070681,832	5000084,153	4340,56	1417	538175,183
315	133,908493	977532,0012	4565074,445	6881,37	1417	853203,8629
400	129,751967	947189,3615	4423374,318	11116,05	1417	1378251,249

- **Calcul du bilan**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III-8) ci- dessous.

**Tableau (III-8) : Calcul du bilan (R1-R2)**

D <sub>Ext</sub> (mm)	F <sub>exploitation</sub> (DA)	F <sub>amortissement</sub> (DA)	Bilan (DA)
250	5000084,153	538175,183	5538259,336
315	4565074,445	853203,8629	5418278,308
400	4423374,318	1378251,249	5801625,567

Le diamètre économique est de 315 mm, avec un bilan minimal 5418278,308 Da, et une vitesse acceptable de 1,191 m/s.

➤ **Conduite R2-R3**

Ce tronçon est alimenté par le réservoir de Tizi (R2), l'adduction est faite par refoulement.

- **Caractéristiques du tronçon**

- Le débit refoulé :  $Q = 0,05323 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- La longueur :  $L = 1544,93 \text{ ml}$  ;
- Cote trop plein :  $CTP (R3) = 564,76 \text{ m}$  ;
- Cote radier :  $CR(R2) = 398,6 \text{ m}$  ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 166,16 \text{ m}$  ;
- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} = 0,2307 \text{ m}$  ;
- $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times \sqrt{Q} = 0,3461 \text{ m}$ .

D'où les diamètres normalisés sont : 250 ,315 et 400 mm avec une pression nominale de 20 bars (PN20), car  $H_g = 16,616 \text{ bars}$

- **Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-09) ci-après.

**Tableau (III-9): Calcul de la HMT du tronçon R2-R3**

D <sub>Ext</sub> (mm)	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	$\Delta$ HL (m)	$\Delta$ HT (m)	HMT (m)
250	1544,93	0,05323	1,798	349170,53	0,01462319	0,0124	19,1681	22,043	188,20
315	1544,93	0,05323	1,133	277223,70	0,01544838	0,0041	6,3883	7,3465	173,51
400	1544,93	0,05323	0,703	218315,90	0,01590609	0,0013	1,9922	2,2911	168,45

- **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III-10) ci-dessous.

**Tableau (III-10): Calcul des frais d'exploitation et amortissement (R2-R3)**

D <sub>Ext</sub> (mm)	Pa (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exploitation</sub> (DA)	Prix ml (Da)	L (m)	F <sub>amortissement</sub> (DA)
250	140,396	1024890,801	4786240,039	5688,7	1544,93	769006,288
315	129,432471	944857,037	4412482,363	8647,89	1544,93	1169033,661
400	125,661198	917326,746	4283915,904	13936,58	1544,93	1883966,047

- **Calcul du bilan**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III-11) ci-dessous.

**Tableau (III-11) : Calcul du bilan (R2-R3)**

D <sub>Ext</sub> (mm)	F <sub>exploitation</sub> (DA)	F <sub>amortissement</sub> (DA)	Bilan (DA)
250	4786240,039	769006,288	5555246,327
315	4412482,363	1169033,661	5581516,024
400	4283915,904	1883966,047	6167881,951

Le diamètre économique est de 250 mm, avec un bilan minimal 5555246,327 Da, et une vitesse acceptable de 1,798 m/s.

➤ **Conduites R3 vers R4**

Ce tronçon est alimenté par le réservoir de Chef lieu Semaoun (R3), l'adduction se fait à l'aide d'une pompe.

- **Caractéristiques du tronçon**

- Le débit refoulé :  $Q = 0,00415\text{m}^3/\text{s}$  ;

- La longueur :  $L = 1057,75$  m ;
- Cote trop plein: CTP (R4) = 746,78 m ;
- Cote radier : CR (R3) = 560,76 m ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 186,02$  m ;
- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} = 0,0644$  m ;
- $D_{\text{BRESS}} = 1,5 \times \sqrt{Q} = 0,0966$  m.

D'où les diamètres normalisés sont : 90 et 110 mm avec une pression nominale de 20 bar (PN20), car  $H_g = 18,602$  bars.

- **Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-12) ci-après :

**Tableau (III-12): Calcul de la HMT du tronçon R3-R4**

$D_{\text{Ext}}$ (mm)	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	$\Delta HL$ (m)	$\Delta HT$ (m)	HMT (m)
90	1057,75	0,00415	1,085	75739,60	0,0197127	0,0169	17,9270	20,6161	206,636138
110	1057,75	0,00415	0,725	61904,26	0,0203962	0,0064	6,7655	7,78035	193,800351

- **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III-13) ci- dessous.

**Tableau (III-13): Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (R3-R4)**

$D_{\text{Ext}}$ (mm)	Pa (Kw)	E (Kwh)	$F_{\text{exploitation}}$ (DA)	Prix ml (Da)	L (m)	$F_{\text{amortissement}}$ (DA)
90	12,0178102	87730,01426	409699,1666	754,61	1057,75	69802,25333
110	11,27129	82280,41674	384249,5462	1117,42	1057,75	103362,5766

- **Calcul du bilan**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III-14) ci- dessous.

**Tableau (III-14): Calcul du bilan (R3-R4)**

$D_{\text{Ext}}$ (mm)	$F_{\text{exploitation}}$ (DA)	$F_{\text{amortissement}}$ (DA)	Bilan (DA)
90	409699,167	69802,25333	479501,4199
110	384249,546	103362,5766	487612,1228

Le diamètre économique est de 90 avec un bilan minimal de 479501,4199 Da, et une vitesse acceptable de 1,085 m/s.

➤ **Conduites NSR2 vers R5**

Ce tronçon est alimenté par la station de reprise d'Aourir, l'adduction est faite par refoulement.

• **Caractéristiques du tronçon**

- Le débit refoulé :  $Q = 0,02187 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- La longueur :  $L = 1347,7 \text{ m}$  ;
- Cote trop plein: CTP (R5)= 674,0 m ;
- Cote radier: CR (NSR2) =488,89 m ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 185,11 \text{ m}$  ;
- $D_{\text{BONNIN}} = \sqrt{Q} = 0,148 \text{ m}$  ;
- $D_{\text{BRESS}} = 1,5 \times \sqrt{Q} = 0,222 \text{ m}$ .

D'où les diamètres normalisés sont: 160, 200 et 250 mm avec une pression nominale de 20 bars (PN20), car  $H_g = 18,511 \text{ bars}$ .

• **Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)**

Les calculs sont regroupés dans le tableau (III-15) ci-après :

*Tableau (III-15): Calcul de la HMT du tronçon NSR2-R5*

$D_{\text{Ext}}$ (mm)	L (m)	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	$\Delta HL$ (m)	$\Delta HT$ (m)	HMT (m)
160	1347,7	0,02187	1,806	224314,59	0,0159621	0,0214	28,7961	33,1155	218,22
200	1347,7	0,02187	1,157	179509,49	0,0164509	0,0072	9,7405	11,2016	196,31
250	1347,7	0,02187	0,739	143459,69	0,0170427	0,0024	3,2896	3,7831	188,89

• **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III-16) ci- dessous.

*Tableau (III-16): Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (NSR2-R5)*

$D_{\text{Ext}}$ (mm)	Pa (Kw)	E (Kwh)	$F_{\text{exploitation}}$ (DA)	L (m)	Prix ml (Da)	$F_{\text{amortissement}}$ (DA)
160	66,8844619	488256,5717	2280158,19	1347,7	2336,43	275365,7076
200	60,168025	439226,5822	2051188,139	1347,7	3657,02	431007,092
250	57,8942914	422628,3272	1973674,288	1347,7	5688,70	670455,7383

• **Calcul du bilan**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (III-17) ci- dessous.

**Tableau (III-17): Calcul du bilan (NSR2-R5)**

$D_{Ext}$ (mm)	$F_{exploitation}$ (DA)	$F_{amortissement}$ (DA)	Bilan (DA)
160	2280158,19	275365,7076	2555523,897
200	2051188,14	431007,092	2482195,231
250	1973674,29	670455,7383	2644130,026

Le diamètre économique est de 200 mm, avec un bilan minimal de 2482195, 231 Da, et une vitesse acceptable de 1,157 m/s.

### III-9- Récapitulatif des résultats

Le tableau (III-18) et la figure (III-5) nous donnent les différents diamètres calculés pour les différents tronçons du réseau de la commune de Semaoun.

**Tableau (III-18) : Récapitulatif des différents diamètres calculés dans la zone d'étude.**

Type d'adduction	Tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Longueur (m)	V (m/s)	HMT (m)	Diamètre (mm)
Gravitaire	CV-NSR1	0,06759	1500	1,439	/	315
	R3-NSR2	0,02187	1883,32	1,401	/	160
Refoulement	NSR1-R1	0,06759	936,59	1,296	141,87	315
	R1-R2	0,06213	1417	1,191	153,79	315
	R2-R3	0,05323	1544,93	1,798	188,20	250
	R3-R4	0,00415	1057,75	1,085	206,64	90
	NSR2-R5	0,02187	1347,7	1,157	218,22	200

### III-10- Conclusion

Dans ce chapitre on a dimensionné les conduites qui servent à transporter l'eau vers chaque commune concernée par la présente étude.

A travers les frais d'amortissement et d'exploitation minimums de chaque conduite, on a choisi les différents diamètres. Pour le tronçon CV-NSR1 on a opté pour le PEHD (PN20) avec un diamètre de 315 mm, le tronçon R3-NSR2 on a utilisé le PEHD (PN10) de 160 mm de diamètre, pour les tronçons NSR1-R1 et R1-R2 on a choisi le PEHD (PN16) avec un diamètre de 315 mm et pour les tronçons R2-R3, R3-R4 et NSR2-R5 on a utilisé le PEHD (PN20) avec un diamètre de 250 mm, 90 mm et 200 mm respectivement.

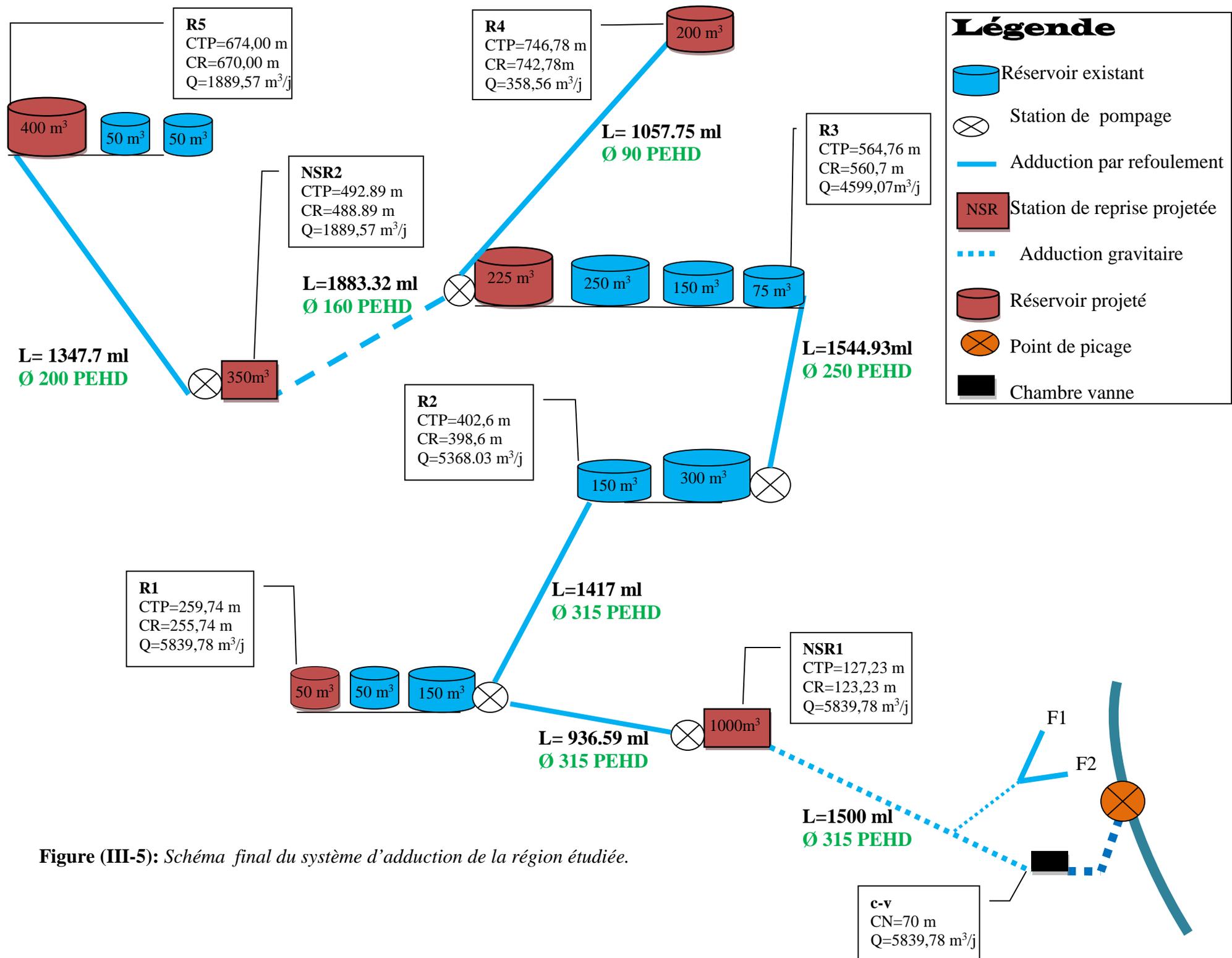


Figure (III-5): Schéma final du système d'adduction de la région étudiée.

***Chapitre IV***  
***Les Pompes***

## IV-1- Introduction

On appelle pompe tout appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression, pour le refouler vers une région à plus haute pression. Ainsi, d'après cette définition on peut dire que le rôle de la pompe consiste à augmenter la pression du fluide par la transformation de l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

Ce présent chapitre, sera consacré pour le choix de type de pompes idéales adaptées à l'usage dans le présent projet et qui permettra d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des cinq stations de pompage qu'on a le long de l'adduction.

## IV-2- Différents types des pompes

Les pompes peuvent être classées en deux catégories principales selon le mode de déplacement du fluide [8] :

- Pompes volumétriques.
- Les Turbo-pompes.

### IV-2-1- Pompes volumétriques

L'énergie est fournie par la variation successive d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et l'orifice de refoulement, on distingue deux types :

- Les pompes alternatives (à piston).
- Les pompes rotatives (vis d'Archimède).

### IV-2-2-Turbo-pompes

Les turbo-pompes sont les plus utilisées, selon le type de roue et son mode d'action, on distingue :

- Pompe axiale à hélice.
- Pompe hélico-centrifuge.
- Pompe centrifuge.

## IV-3- Choix des pompes

Le choix des pompes à installer se fera en fonction des critères suivants [8] :

- Assurer le débit visé  $Q_1$  et la hauteur HMT ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Être fabriquée en série ;
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau ;

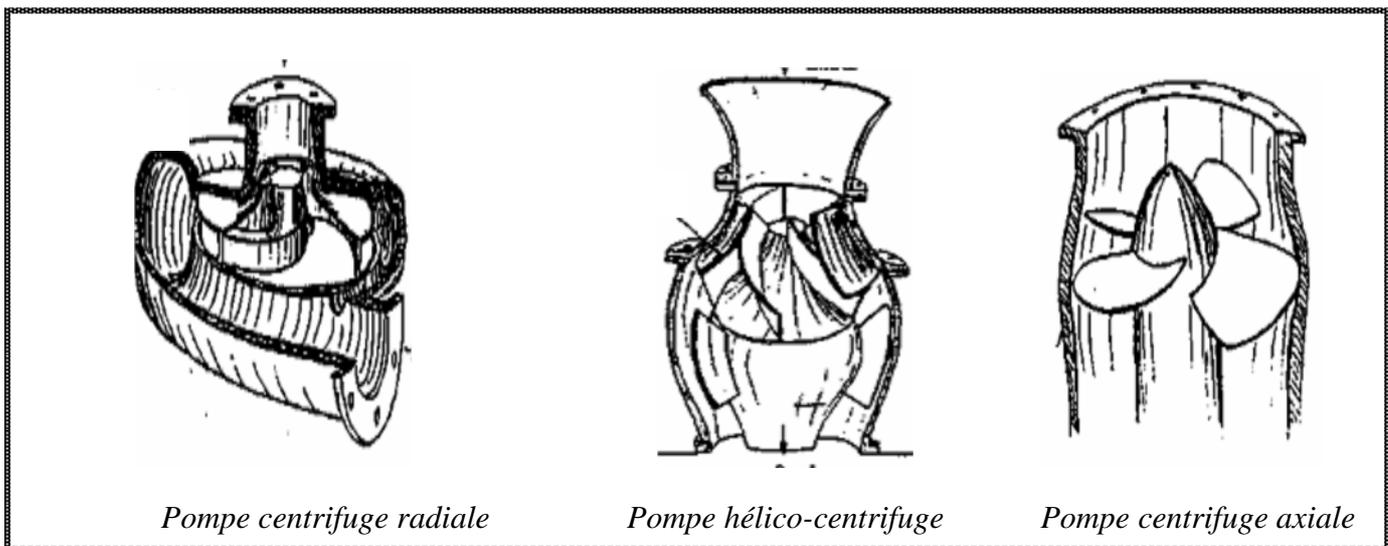
- Le rendement de la pompe qui doit être acceptable d'une façon à avoir un coup minimum d'un mètre cube d'eau à élever ;
- Assurer une consommation d'énergie minimale.

Dans le projet actuel, on opte pour les pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions, pour cela on utilisera le catalogue numérique des pompes « CAPRARI ». En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale visés avec une vitesse de rotation variant de 1750 à 3500 tr/min.

#### IV-4- Classification des pompes centrifuges

Les pompes peuvent être classées comme suit :

- Selon la forme de la roue, on distingue (Figure (IV-1)) [8] :
  - Pompes centrifuges radiales.
  - Pompes centrifuges semi-axiales (hélico-centrifuge).
  - Pompes centrifuges axiales.



*Figure (IV-1) : Différents types de pompes centrifuges*

- Selon la forme du corps de la pompe, on distingue :
  - Pompes à volute ou colimaçon.
  - Pompes à diffuseur circulaire ou du type turbine.
- Selon le nombre de la roues, on distingue :

- Pompes multicellulaires, lorsque il y a plus d'une roue.
  - Pompes monocellulaires, lorsque il n'y a qu'une seule roue.
- Selon la position de l'axe, on distingue :
- Pompes à axe horizontal.
  - Pompes à axe vertical.
- Selon le sens de rotation de l'axe, on distingue :
- Pompes à sens directe.
  - Pompes à sens inverse.

### IV-5- Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

Les pompes centrifuges sont caractérisées par [6] :

#### IV-5-1- Hauteur manométrique (HMT)

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 :

$$HMT = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (IV-1)$$

Avec :

- HMT: Hauteur manométrique totale (m).
- $H_g$  : Hauteur géométrique (m).
- $J_{asp}$  : Pertes de charge à l'aspiration en (m).
- $J_{ref}$  : Pertes de charge au refoulement en (m).

#### IV-5-2- La vitesse de rotation (N)

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

#### IV-5-3- La puissance (P)

On distingue deux types de puissances :

##### IV-5-3-1- La puissance absorbée par la pompe (Pa)

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (Kw). Cette puissance est donnée par la loi suivante :

$$P_a = \frac{\rho \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \quad (IV-2)$$

Où :

- $P_a$  : Puissance totale absorbée (Kw).
- $Q$  : Débit refoulé par la pompe ( $m^3/s$ ).
- $\eta$  : Rendement total de l'installation.

#### **IV-5-3-2- La puissance hydraulique (la puissance utile)**

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, notée  $P_u$  :

$$P_u = g \times HMT \times Q \quad (IV-3)$$

#### **IV-5-4- Le rendement ( $\eta$ )**

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

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (IV-4)$$

### **IV-6- Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge**

Les performances d'une pompe centrifuge sont représentées par les courbes suivantes [5] :

#### **IV-6-1- La courbe hauteur-débit ( $H = f(Q)$ )**

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

#### **IV-6-2- La courbe rendement-débit ( $\eta = f(Q)$ )**

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

#### **IV-6-3- La courbe des puissances absorbées-débits ( $P_a = f(Q)$ )**

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits (Figure (IV-2)).

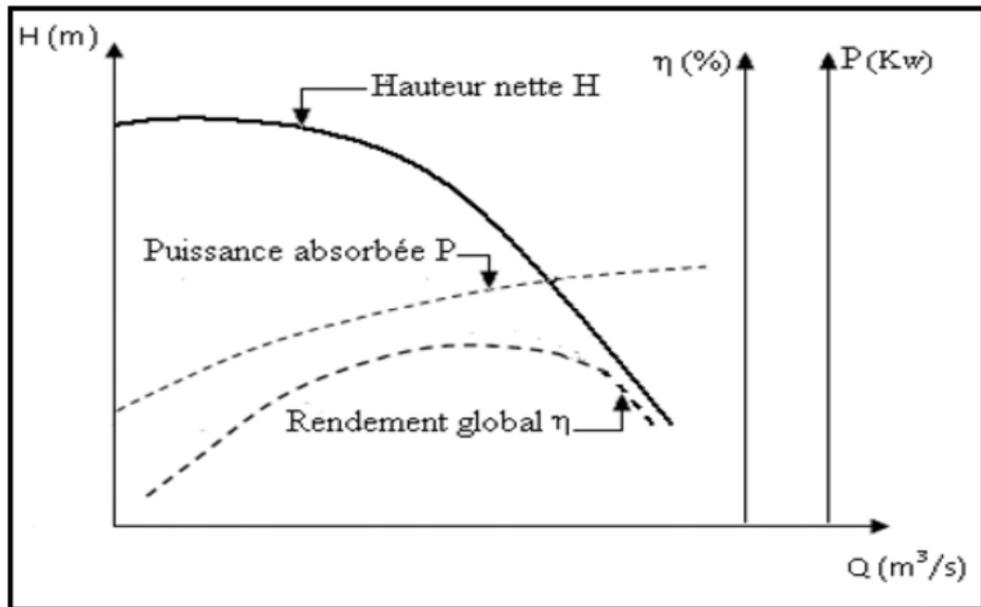


Figure (IV-2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

#### IV-7- Le point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe  $H = f(Q)$  avec la courbe caractéristique de la conduite  $H_c = f(Q)$ , et il est donné par la formule ci-dessous [9] :

$$H_c = H_g + R \cdot Q^2 \quad (\text{IV-5})$$

Avec :

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

En général, le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré ; alors des modifications seront nécessaires pour arriver aux conditions de travail désirées.

##### IV-7- 1- Réduction où augmentation du temps de pompage

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré.

Dans notre cas, le temps de pompage est  $T_1 = 20$  h, le volume entrant au réservoir est donnée par :

$$V = 20 \cdot Q_1 \quad (\text{IV-6})$$

Dans cette variante, on cherche le nouveau temps de pompage ( $T_2$ ), de telle sorte à avoir le même volume journalier avec le débit ( $Q_2$ ) donné par la pompe.

Le nouveau temps de fonctionnement sera obtenu à l'aide de l'égalité suivante :

$$T_1 \cdot Q_1 = T_2 \cdot Q_2 \quad (\text{IV-7})$$

Donc le nouveau temps de pompage ( $T_2$ ) est donné par la formule ci-dessous (Figure (IV-3)).

$$T_2 = 20 \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (\text{IV-8})$$

#### IV-7-2- Régulation par étouffement (Le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit  $Q_1$ . La puissance absorbée sera donnée par la formule ci-après (Figure (IV-3)).

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (\text{IV-9})$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \quad (\text{IV-10})$$

Où :

- $h$  : Perte de charge engendrée par vannage en (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.

#### IV-7- 3- Rognage de la roue

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation  $N$ , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point  $P_1$  ; 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 (Figure (IV-3)).

On aura alors :

$$m = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_2}} = \sqrt{\frac{H_1}{H_2}} \quad (\text{IV-11})$$

- $m$  : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage ( $r$ ) sera :

$$r = (1 - m) \times 100 \quad (\text{IV-12})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{IV-13})$$

#### IV-7-4- 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 trace la parabole d'équation  $y=ax^2$  (Courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par  $P_1$  (Figure (IV-3)) et qui coupe la

courbe caractéristique de la pompe au point  $P_3 (Q_3, H_3)$ , on aura alors, la nouvelle vitesse de rotation qui est donnée par :

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

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{IV-15})$$

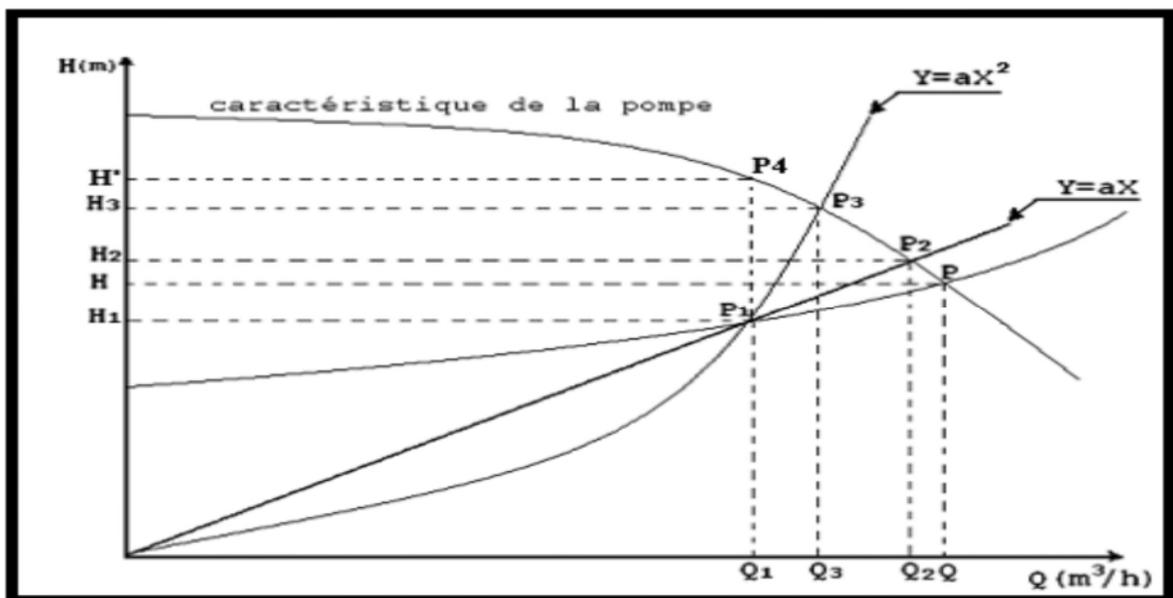


Figure (IV-3) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

## IV-8- Equipements des stations de pompage

Les équipements hydrauliques d'une station de pompage comprennent essentiellement, en dehors des pompes elle mêmes :

- Les équipements d'aspiration.
- Les équipements de refoulement.

### IV-8-1- Les équipements d'aspiration

On distingue :

#### IV-8-1-1- Crépine

La crépine évite l'entrée accidentelle des corps solides dans la conduite d'aspiration, elle est placée sur le haut de cette dernière. Elle est constituée par un cylindre perforé qui élimine le

passage des objets solides. La crépine doit être complètement immergée afin d'éviter l'entrée de l'air, elle doit être encore éloignée de 0,15 à 0,20 m du fond du puisard d'aspiration.

#### ***IV-8-1-2- Clapet anti-retour***

Le clapet anti-retour est placé sur la canalisation d'aspiration, son rôle est d'empêcher le retour de l'eau vers le puisard d'aspiration en cas d'un arrêt de la pompe afin de maintenir la colonne d'eau dans la conduite d'aspiration et le corps de la pompe ; ce qui permet d'éviter ainsi l'amorçage de la pompe. Le clapet anti-retour est ménagé dans la station de pompage ou les pompes travaillent en dépression.

#### ***IV-8-1-3- Vanne***

Une vanne sera installée sur la conduite d'aspiration dont le rôle est d'isoler la pompe en cas de besoin, cette vanne doit être placée dans les stations de pompage ou les pompes travaillent en charge.

### **IV-8-2- Les équipements de refoulement**

On distingue :

#### ***IV-8-2-1- Joint de raccordement***

La conduite de refoulement sera raccordée à la pompe de manière à ne transmettre aucun effort parasite sur la pompe.

#### ***IV-8-2-2- Clapet de refoulement***

Son rôle est d'empêcher l'inversion du débit lors de l'arrêt de la pompe. Les clapets les plus utilisés sont ceux à battant, ils sont installés sur les conduites horizontales.

#### ***IV-8-2-3- Vanne de refoulement***

La vanne de refoulement placée après la pompe permet d'isoler celle-ci lors des entretiens et des démontages, lors la mise en charge et de l'arrêt de la pompe dans le cas des pompes centrifuges.

### **IV-9- Les modes de couplage**

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit. Les couplages existants sont [8] :

#### **IV-9-1- Couplage en série**

Dans ce cas le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde, le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

### IV-9-2- Couplage en parallèle

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun. Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe, ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

### IV-10- Etude de la 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 la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement,...etc.) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : Charge nette minimale disponible à l'aspiration  $(NPSH)_d$  (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration  $(NPSH)_r$  (donnée par le constructeur).

#### IV-10-1- Le NPSH requis $(NPSH)_r$

C'est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation. Il dépend de :

- Type de la pompe,
- Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

#### IV-10-2- Le NPSH disponible $(NPSH)_d$

C'est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (IV-16)$$

#### ➤ L'alimentation en charge

Le  $(NPSH)_d$  est donné par la formule ci-dessous (Figure (IV-4)).

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho g} + H_a - (H_v + J_{asp}) \quad (IV-17)$$

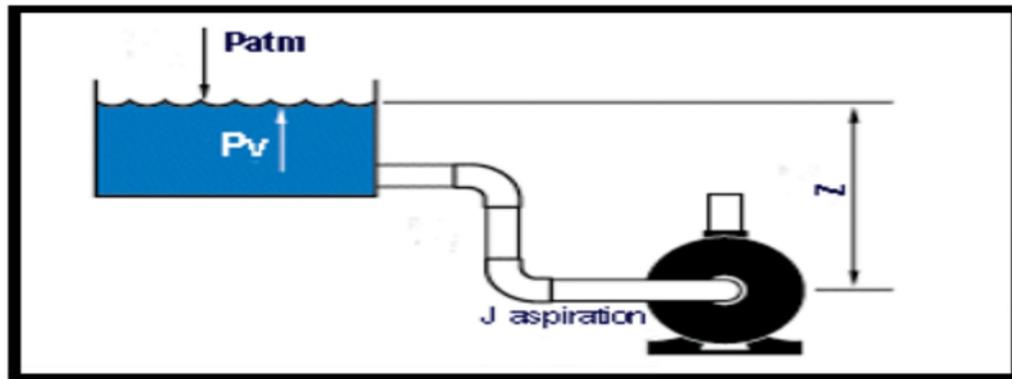


Figure (IV-4) : Schéma d'une installation d'une pompe en charge

➤ Pour l'alimentation en dépression

Le  $(NPSH)_d$  est donné par la formule ci après (Figure (IV-5)).

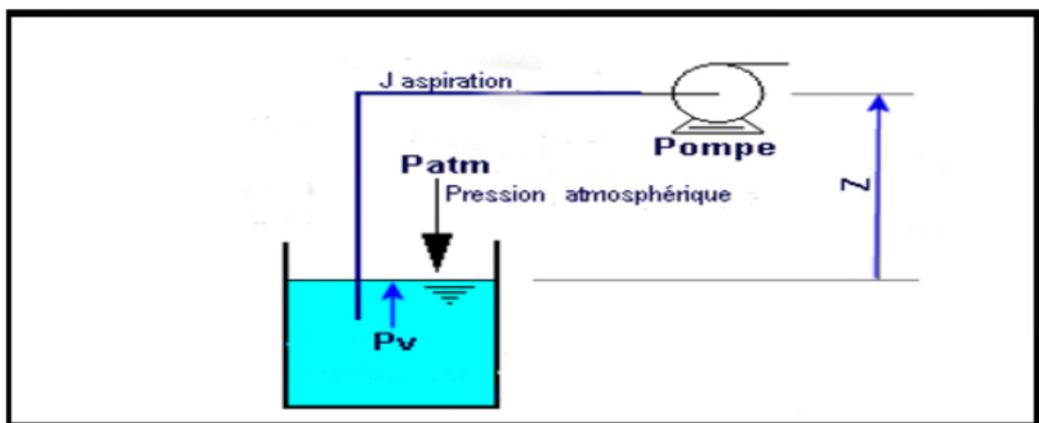


Figure (IV-5) : Schéma d'une installation d'une pompe en dépression

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{W} - H_a - (H_v + J_{asp}) \quad (IV-18)$$

Et :

$$\frac{P_0}{W} = P_{atm} - 0,0012 \cdot \delta \quad (IV-19)$$

- $\frac{P_0}{W}$  : Pression au point d'aspiration en (m).
- $P_{atm}$  : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10,33 m.
- $\delta$  : Altitude du plan d'aspiration en (m).
- $H_a$  : Hauteur totale d'aspiration (peut être positive pour une pompe en charge et négative pour une pompe en dépression).
- $J_{asp}$  : Pertes de charge à l'aspiration en (m).
- $H_v$  : Tension maximale de vapeur d'eau,  $H_v = 0,238$  m pour une température de 20°, (Tableau (IV-1)).

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

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Hv (m)	0,06	0,083	0,125	0,238	0,432	0,752	1,25	2,03	3,17	4,82	10,33

**Remarque :** Les pompes sont installées presque au même niveau de radier, d'où :  $H_a=4$  m,  $H_v=0,238$  et  $J_{asp}=0$  puisque les pertes de charge dans la conduite d'aspiration sont négligeables.

## IV-11- Choix de types de pompe pour les différentes stations de pompage

### IV-11-1- La pompe installée pour la station de reprise NSR1

- **Caractéristiques de la conduite :**

- Le débit refoulé :  $Q = 67,59$  l/s ;
- La longueur :  $L = 936,59$  m ;
- Cote trop plein : CTP (R1) = 127,23 m ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 136,51$  m ;
- Le diamètre extérieur :  $D_{Ext}=315$  mm ;
- La hauteur manométrique totale :  $HMT=141,87$  m.

- **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le catalogue numérique des pompes « **CAPRARI** », on opte pour une pompe **Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (PM 125/ 2 D)** (Annexe (5)).

- **Données techniques / Caractéristiques :**

- Q: 67,59 l/s
  - H: 142 m
  - n. poles: 2
  - Fréquence: 50 Hz
  - Monophasé / Triphasé: 3~
  - Puissance moteur P2: 160 kW
  - Tension: 400 V
  - Diamètre refoulement: DN 125 (UNI PN40)
  - Raccord d'aspiration: DN150 (UNI PN25)
  - La vitesse de rotation  $N=2900$  tr/min
  - Le rendement  $\eta=76$  %
  - La puissance absorbé  $P_a= 127$  Kw
  - $NPSH_r=5,6$
- Le point de fonctionnement :  $P_2$  ( $Q_2 =67,59$  l/s,  $H_2=141,87$  m)
  - Le point désiré :  $P_1$  ( $Q_1 =67,59$  l/s,  $H=141,87$  m)

On remarque que le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, donc cette pompe ne nécessite pas des modifications (Figure (IV-6)).

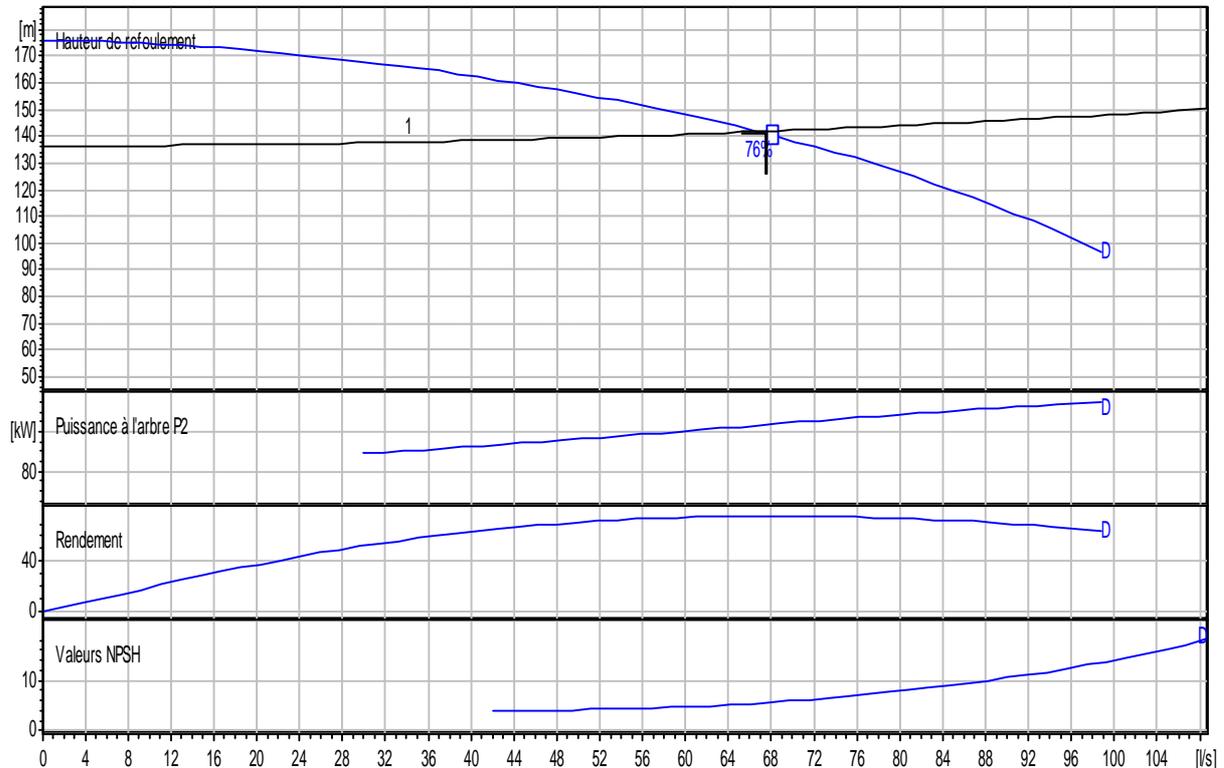


Figure (IV-6) : Courbes caractéristiques de la pompe NSR1

- **Vérification de la cavitation de la pompe choisie**

$$NPSH_r = 5,6 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 10,33 - 0,0012 \times [CTP(NSR1)] + 4 - 0 - 0,238$$

D'où :

$$NPSH_d = 13,93 \text{ m}$$

Alors,  $(NPSH_d) > (NPSH_r)$ , donc la pompe ne cavite pas.

#### IV-11-2- La pompe installée pour le réservoir R1

- **Caractéristiques de la conduite :**

- Le débit refoulé :  $Q = 62,13 \text{ l/s}$  ;
- La longueur :  $L = 1417 \text{ m}$  ;
- Cote trop plein:  $CTP (R1) = 259,74 \text{ m}$  ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 146,86 \text{ m}$  ;
- Le diamètre extérieures :  $D_{Ext} = 315 \text{ mm}$  ;
- La hauteur manométrique totale :  $HMT = 153,79 \text{ m}$ .

- **Caractéristiques de la pompe :**

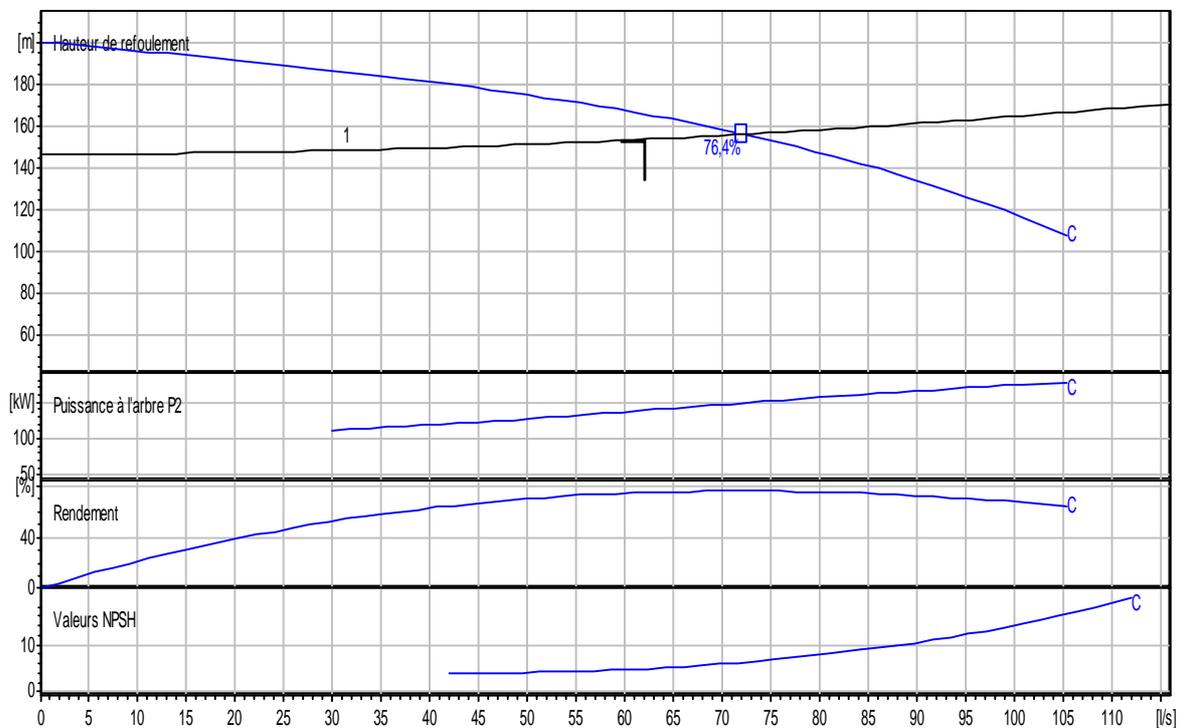
D'après le catalogue **CAPRARI**, on opte pour une pompe **Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (PM 125/ 2 C)** (Annexe (6)).

- **Données techniques / Caractéristiques :**

- Q : 72,18 l/s
- H : 156 m
- n. poles : 2
- Fréquence : 50 Hz
- Monophasé / Triphasé : 3~
- Puissance moteur P2 : 160 kW
- Tension : 400 V
- Diamètre refoulement : DN 125 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN150 (UNI PN25)
- La vitesse de rotation N=2900 tr/min
- Le rendement  $\eta=76,4\%$
- La puissance absorbé Pa= 148 Kw
- NPSH<sub>r</sub>=6,29 m

- Le point de fonctionnement : P<sub>2</sub> (Q<sub>2</sub> =72,18 l/s, H<sub>2</sub>=156 m).
- Le point désiré : P<sub>1</sub> (Q<sub>1</sub> =62,13 l/s, H<sub>1</sub>=153,79 m).

On remarque que le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, donc cette pompe nécessite des modifications (Figure (IV-7)).



**Figure (IV-7) : Courbes caractéristiques de la pompe R1**

- **Réalisation du point de fonctionnement**

**A- Réduction ou augmentation du temps de pompage**

$$T_1 \cdot Q_1 = T_2 \cdot Q_2$$

Donc le nouveau temps de pompage ( $T_2$ ) sera :

$$T_2 = 20 \times \frac{Q_1}{Q_2} = 20 \times \frac{Q_1}{Q_2}$$

C'est-à-dire :

$$T_2 = 17 \text{ h et } 13 \text{ min.}$$

Donc:

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times HMT}{\eta} = 122,68 \text{ Kw}$$

**B- Régulation par étouffement (Le vannage)**

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

$$h = H' - H_1 = 167 - 153,79 = 13,21 \text{ m}$$

La puissance absorbée :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta}$$

D'où:

$$P_a = 133,23 \text{ Kw}$$

**C- Rognage de la roue**

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaire, cette solution n'est pas commode, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

**D- Variation de la vitesse de rotation**

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

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 = \frac{153,79}{62,13^2} \times Q^2 = 0,0398 Q^2$$

D'où l'équation de la courbe d'iso-rendement est :

$$H = 0,0398 Q^2$$

Cette courbe passe par le point  $P_3$  (62,15 ; 153,73)

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

$$N_1 = N_2 \times \frac{Q_1}{Q_3} = 2900 \times \frac{62,13}{62,15}$$

D'où :

$$N_1 = 2899 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée :

$$P_a = \frac{g \times Q_3 \times H_3}{\eta}$$

D'où :

$$P_a = 122,69 \text{ Kw}$$

Après la comparaison des nouvelles puissances absorbées, on opte pour la première variante qui consiste à la réduction du temps de pompage, car elle donne la puissance absorbée la plus petite ( $P_a = 122,68 \text{ Kw}$ ) de toutes les variantes étudiées, c'est la solution la plus économique.

- **Vérification de la cavitation de la pompe choisie**

$$NPSH_r = 6,29 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 10,33 - 0,0012 \times [CTP(R1)] + 4 - 0 - 0,238$$

D'où :

$$NPSH_d = 13,78 \text{ m}$$

Alors,  $(NPSH_d) > (NPSH_r)$ , donc la pompe ne cavite pas.

#### IV-11-3- La pompe installée pour le réservoir R2

- **Caractéristiques de la conduite :**

- Le débit refoulé :  $Q = 53,23 \text{ l/s}$  ;
- La longueur :  $L = 1544,93 \text{ m}$  ;
- Cote trop plein de :  $CTP(R2) = 402,6 \text{ m}$  ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 166,16 \text{ m}$  ;
- Le diamètre extérieures :  $D_{Ext} = 250 \text{ mm}$  ;
- La hauteur manométrique totale :  $HMT = 188,20 \text{ m}$ .

- **Caractéristiques de la pompe :**

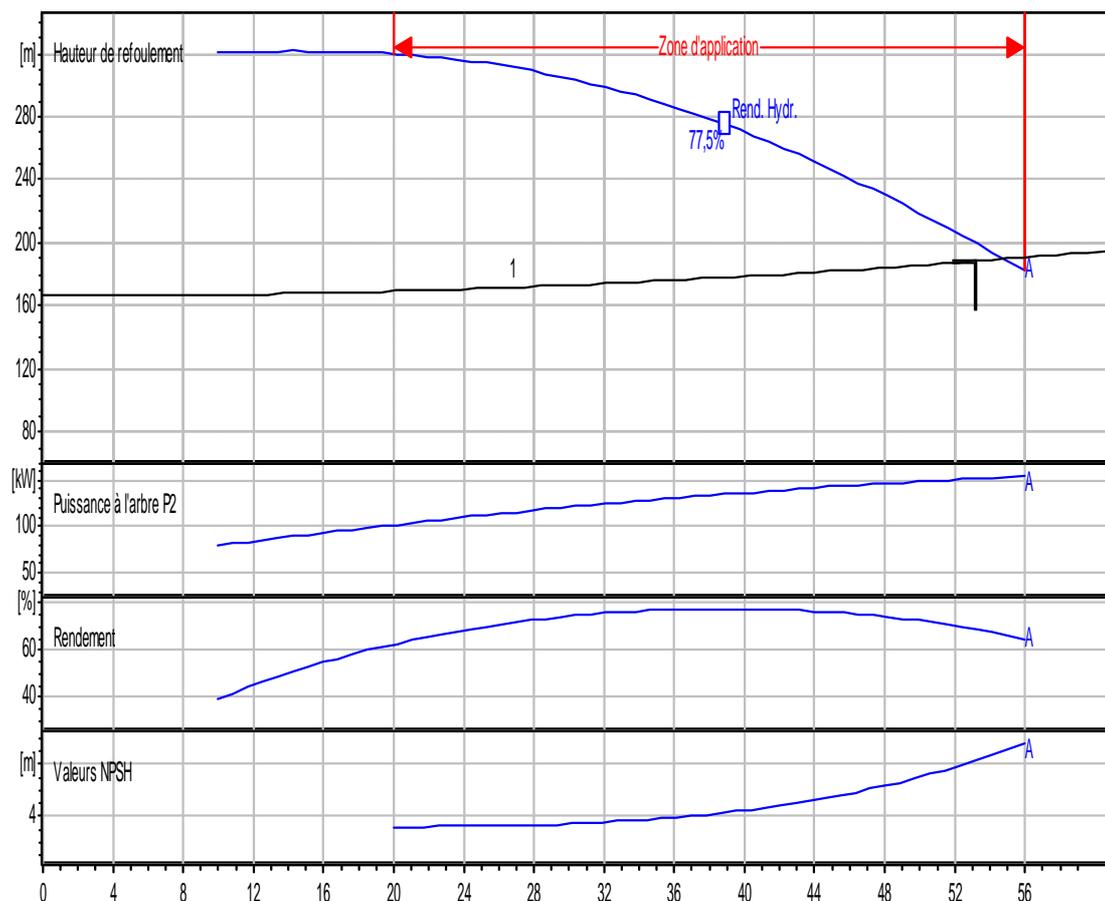
D'après le catalogue **CAPRARI**, on opte pour une pompe **Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (PM 100/ 4 A)** (Annexe (7)).

- **Données techniques / Caractéristiques :**

- Q : 54,88 l/s
- H : 190 m
- n. poles : 2
- Fréquence: 50 Hz
- Monophasé / Triphasé: 3~
- Puissance moteur P2: 200 kW
- Tension: 400 V
- Diamètre refoulement: DN 100 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration: DN125 (UNI PN25)
- La vitesse de rotation N=2900 tr/min
- Le rendement  $\eta=66,7\%$
- La puissance absorbé Pa= 153 Kw
- NPSH<sub>r</sub>=9,03 m

- Le point de fonctionnement : P<sub>2</sub> (Q<sub>2</sub> =54,88 l/s, H<sub>2</sub>=190 m)
- Le point désiré : P<sub>1</sub> (Q<sub>1</sub> =53,23/s, H<sub>1</sub>=188,20 m)

On remarque que le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, donc cette pompe nécessite des modifications (Figure (IV-8)).



**Figure (IV-8) : Courbes caractéristiques de la pompe R2**

- **Réalisation du point de fonctionnement**

**A- Réduction où augmentation du temps de pompage**

$$T_1 \cdot Q_1 = T_2 \cdot Q_2$$

Donc le nouveau temps de pompage ( $T_2$ ) sera :

$$T_2 = 20 \times \frac{Q_1}{Q_2} = 20 \times \frac{Q_1}{Q_2}$$

C'est-à-dire :

$$T_2 = 19 \text{ h et } 24 \text{ min.}$$

Donc :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times HMT}{\eta} = 147,34 \text{ Kw}$$

**B- Régulation par étouffement (Le vannage)**

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

$$h = H' - H_1 = 200 - 188,20 = 11,8 \text{ m}$$

La puissance absorbée :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta}$$

D'où :

$$P_a = 156,58 \text{ Kw}$$

**C- Rognage de la roue**

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaire, cette solution n'est pas commode, en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

**D- Variation de la vitesse de rotation**

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

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 = \frac{188,20}{53,23^2} \times Q^2 = 0,0664 Q^2$$

D'où l'équation de la courbe d'iso-rendement est :

$$H = 0,0664 Q^2$$

Cette courbe passe par le point  $P_3 (53,24 ; 188,21)$

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

$$N_1 = N_2 \times \frac{Q_1}{Q_3} = 2900 \times \frac{53,23}{53,24}$$

D'où :

$$N_1 = 2899 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée :

$$P_a = \frac{g \times Q_3 \times H_3}{\eta}$$

D'où :

$$P_a = 147,38 \text{ Kw}$$

Après la comparaison des nouvelles puissances absorbées, on opte pour la première variante qui consiste à la réduction du temps de pompage, car elle donne la puissance absorbée la plus petite ( $P_a = 147,34 \text{ Kw}$ ) de toutes les variantes étudiées, c'est la solution la plus économique.

- **Vérification de la cavitation de la pompe choisie**

$$NPSH_r = 9,03 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 10,33 - 0,0012 \times [CTP(R2)] + 4 - 0 - 0,238$$

D'où :

$$NPSH_d = 13,61 \text{ m}$$

Alors,  $(NPSH_d) > (NPSH_r)$ , donc la pompe ne cavite pas.

#### IV-11-4- La pompe installée pour le réservoir R3

- **Caractéristiques de la conduite :**

- Le débit refoulé :  $Q = 4,15 \text{ l/s}$  ;
- La longueur :  $L = 1057,75 \text{ m}$  ;
- Cote trop plein :  $CTP(R3) = 564,76 \text{ m}$  ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 186,02 \text{ m}$  ;
- Le diamètre extérieures :  $D_{Ext} = 250 \text{ mm}$  ;
- La hauteur manométrique totale :  $HMT = 206,64 \text{ m}$ .

- **Caractéristiques de la pompe :**

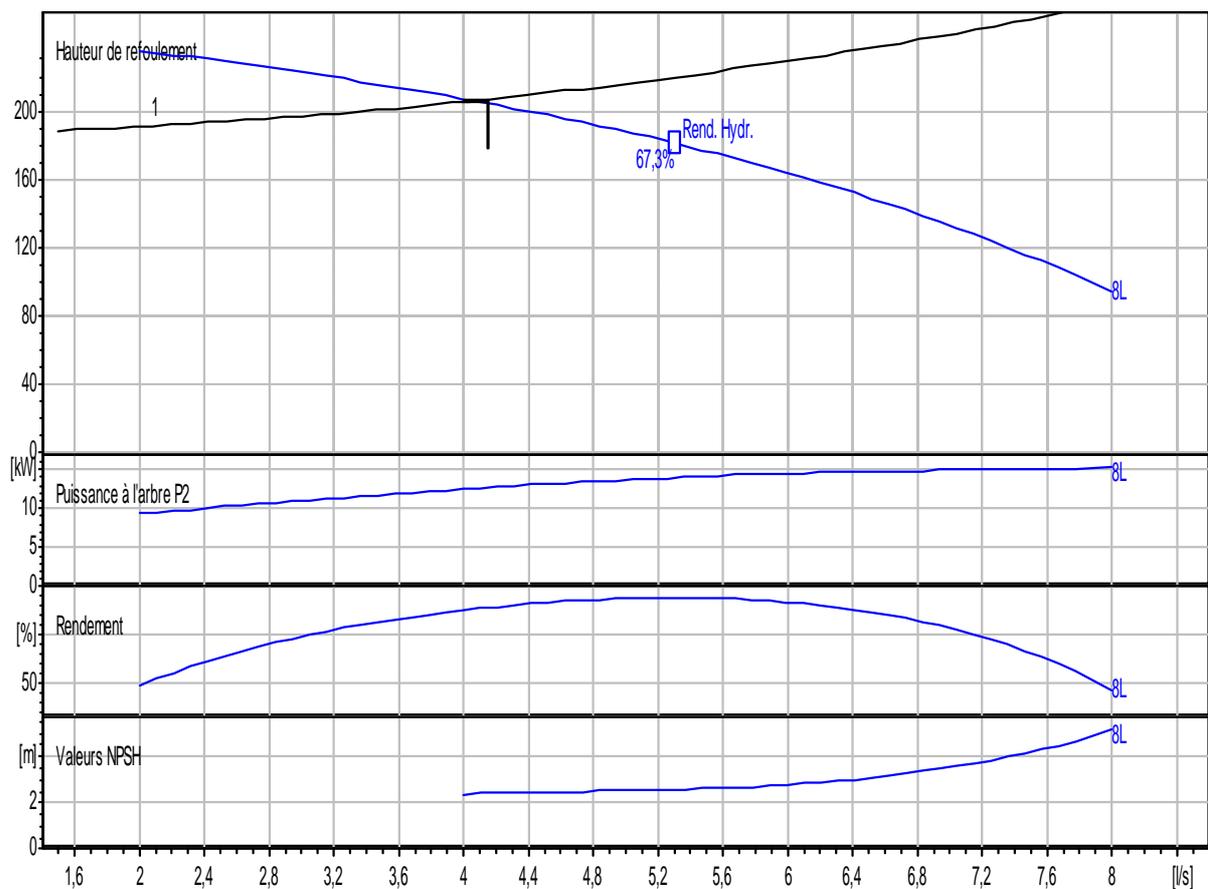
D'après le catalogue numérique **CAPRARI**, on opte pour une pompe **Centrifuge monobloc de surface à axe vertical (HVU18 /8L+20)** (Annexe (8)).

- **Données techniques / Caractéristiques**

- Q: 4,065 l/s
- H: 205,9 m
- n. poles : 2
- Fréquence: 50 Hz
- Monophasé / Triphasé: 3~
- Puissance moteur P2: 15 kW
- Tension : 400 V
- Diamètre refoulement: DN40 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration: DN50 (UNI PN16)
- La vitesse de rotation  $N=2900$  tr/min
- Le rendement  $\eta=65,1$  %
- La puissance absorbé  $P_a= 12,6$  Kw
- $NPSH_r=2,4$  m.

- Le point de fonctionnement :  $P_2$  ( $Q_2=4,07$  l/s,  $H_2=206$  m)
- Le point désiré :  $P_1$  ( $Q_1=4,15$  l/s,  $H=206,64$  m)

On remarque que le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, donc cette pompe nécessite des modifications (Figure (IV-9)).



**Figure (IV-9) : Courbes caractéristiques de la pompe R3**

- **Réalisation du point de fonctionnement**

**A- Réduction où augmentation du temps de pompage**

$$T_1 \cdot Q_1 = T_2 \cdot Q_2$$

Donc le nouveau temps de pompage ( $T_2$ ) est :

$$T_2 = 20 \times \frac{Q_1}{Q_2} = 20 \times \frac{Q_1}{Q_2}$$

C-à-d-  $T_2=20$  h et 24 min.

Donc :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times HMT}{\eta} = 12,92 \text{ Kw}$$

**B- Régulation par étouffement (Le vannage)**

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

$$h=H' - H_1=210-206,64=3,36 \text{ m}$$

La puissance absorbée :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta}$$

D'où:

$$P_a=13,13 \text{ Kw}$$

**C- Rognage de la roue**

Généralement le rognage est assez délicat à réaliser, ainsi cette solution est à éviter.

**D- Variation de la vitesse de rotation**

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

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 = \frac{206,64}{4,15^2} \times Q^2 = 11,9983 Q^2$$

D'où l'équation de la courbe d'iso-rendement est :

$$H=11,9983 Q^2$$

Cette courbe passe par le point  $P_3(4,149 ; 206,54)$

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

$$N_1 = N_2 \times \frac{Q_1}{Q_3} = 2900 \times \frac{4,15}{4,149}$$

D'où :

$$N_1 = 2901 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée :

$$P_a = \frac{g \times Q_3 \times H_3}{\eta}$$

D'où :

$$P_a = 12,91 \text{ Kw}$$

Après la comparaison des nouvelles puissances absorbées, on opte pour la troisième variante qui consiste à la variation de la vitesse de rotation, car elle donne la puissance absorbée la plus petite ( $P_a = 12,91 \text{ Kw}$ ) de toutes les variantes étudiées, mais dans la pratique c'est plus facile d'utiliser la première variante qui s'agit de l'augmentation de temps de pompage, c'est la solution la plus économique.

- **Vérification de la cavitation de la pompe choisie**

$$NPSH_r = 2,4 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 10,33 - 0,0012 \times [CTP(R3)] + 4 - 0 - 0,238$$

D'où :

$$NPSH_d = 13,41 \text{ m}$$

Alors,  $(NPSH_d) > (NPSH_r)$ , donc la pompe ne cavite pas.

#### IV-11-5- La pompe installée pour la station de reprise NSR2

- **Caractéristiques de la conduite :**

- Le débit refoulé :  $Q = 21,87 \text{ l/s}$  ;
- La longueur :  $L = 1347,7 \text{ m}$  ;
- Cote trop plein :  $CTP (NSR2) = 492,89 \text{ m}$  ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 185,11 \text{ m}$  ;
- Le diamètre extérieures :  $D_{Ext} = 200 \text{ mm}$  ;
- La hauteur manométrique totale :  $HMT = 196,31 \text{ m}$  ;

- **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le catalogue numérique des pompes « **CAPRARI** », on opte pour une pompe **Centrifuge monobloc de surface à axe vertical (HV65 /3A+100)** (Annexe (9)).

- **Données techniques / Caractéristiques :**

- $Q : 21,87 \text{ l/s}$

- H : 196 m
  - n. poles : 2
  - Fréquence: 50 Hz
  - Monophasé / Triphasé: 3~
  - Puissance moteur P2: 75 kW
  - Tension: 400 V
  - Diamètre refoulement: DN65 (UNI PN25)
  - Raccord d'aspiration: DN100 (UNI PN16)
  - La vitesse de rotation N=2900 tr/min
  - Le rendement  $\eta=73,1\%$
  - La puissance absorbé  $P_a= 59,4\text{ Kw}$
  - $NPSH_r=4,1\text{ m}$
- Le point de fonctionnement : P<sub>2</sub> (Q<sub>2</sub> =21,90 l/s, H<sub>2</sub>=196 m)
  - Le point désiré : P<sub>1</sub> (Q<sub>1</sub> =21,90 l/s, H=196 m)

On remarque que le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, donc cette pompe ne nécessite pas des modifications (Figure (IV-10)).

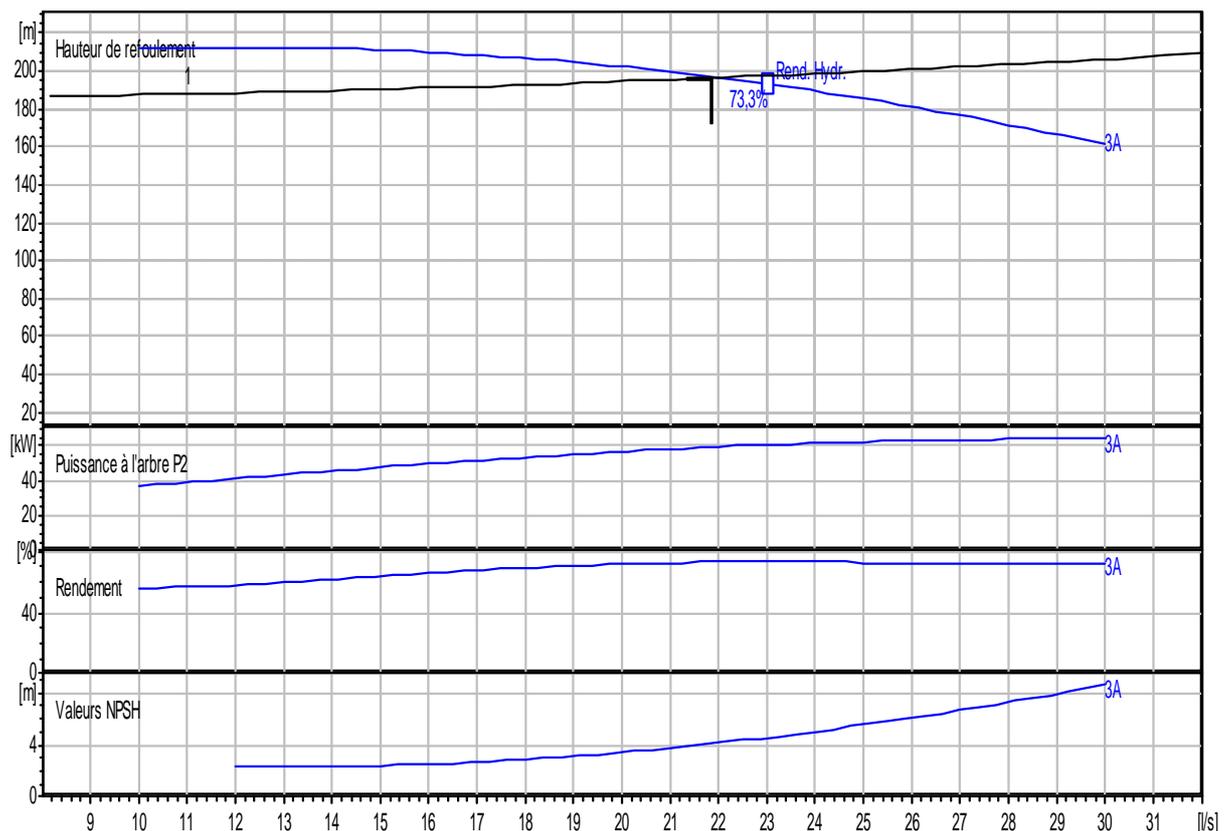


Figure (IV-10) : Courbes caractéristiques de la pompe NSR2

- **Vérification de la cavitation de la pompe choisie**

$$NPSH_r=4,1\text{ m}$$

$$NPSH_d= 10,33 - 0,0012 \times [CTP(NSR2)] + 4 - 0 - 0,238$$

D'où :

$$\text{NPSH}_d = 13,50 \text{ m}$$

Alors :

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

#### IV-11- 6- Tableau récapitulatif

Le récapitulatif des différentes pompes choisies est donné dans le tableau (IV-2) ci-après.

*Tableau (IV-2) : Les caractéristiques des différentes pompes choisies*

Station	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Le rendement (%)	NPSH <sub>r</sub> (m)	La puissance (Kw)
NSR1	PM 125/ 2 D	2900	76	5,6	127
R1	PM 125/ 2 C	2808	75,6	4,92	128
R2	PM 100/ 4 A	2855	67,8	8,43	145
R3	HVU18 /8L+20	2914	65,3	2,44	12,9
NSR2	HV65 /3A+100	2900	73,1	4,1	59,4

#### IV-12- Conclusion

Dans ce présent chapitre, on a utilisé les pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal pour la station de reprise NSR1 et les réservoirs R1 et R2 et les pompes centrifuge monobloc de surface à axe vertical pour le réservoir R3 et la station de reprise NSR2.

Pour assurer la continuité d'approvisionnement, ces pompes seront entraînées par des installations de secours pour les pompes et des moteurs électriques de même marque, afin d'assurer la continuité d'approvisionnement des pompes tout en tenant compte des effets fatals de la cavitation.

***Chapitre V***  
***Protection et***  
***pose des***  
***conduites***

## V-1- Introduction

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, résultant 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. C'est un désordre qu'on ne peut pas supprimer mais qu'il faut contrôler.

Pour cela on va s'intéresser dans ce chapitre aux moyen de protection contre ce phénomène assez dangereux.

## V-2- Causes du phénomène

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont [12] :

- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes des pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

## V-3- Moyens de protection contre le régime transitoire

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables.

Toutefois, en présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression.

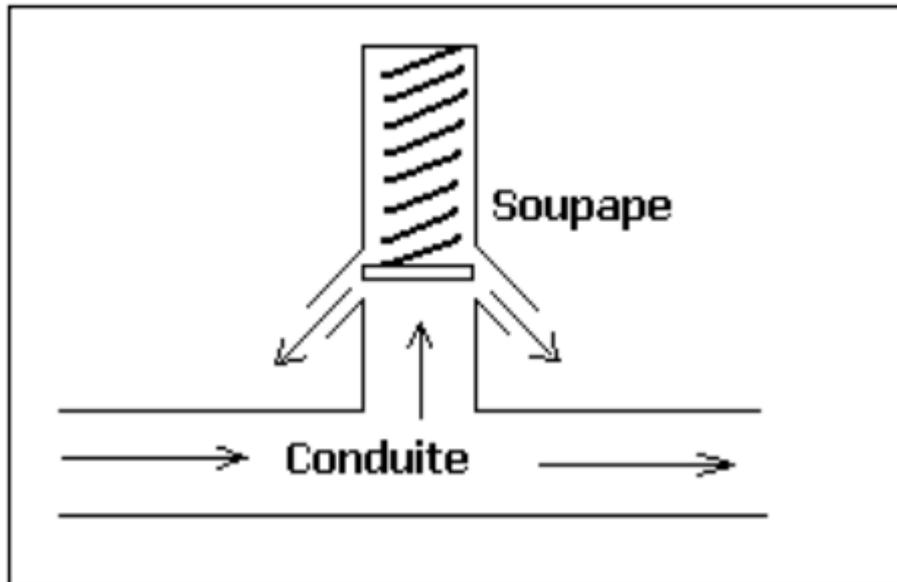
Les principaux types de protection anti-bélier sont :

### V-3-1- Les volants d'inertie

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation de la veine liquide, et ce malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe, donc il diminue l'intensité du coup de bélier, ce procédé est utilisé seulement pour limiter les dépressions et pour la protection des conduites de refoulement à longueurs faibles [12].

### V-3-2- Les soupapes de décharge

Le rôle d'une soupape est de dévier un certain débit à l'extérieure de la conduite et de la protéger dès que la pression atteint une certaine valeur. Les soupapes permettent la protection contre les surpressions uniquement (Figure (V-1)) [12].



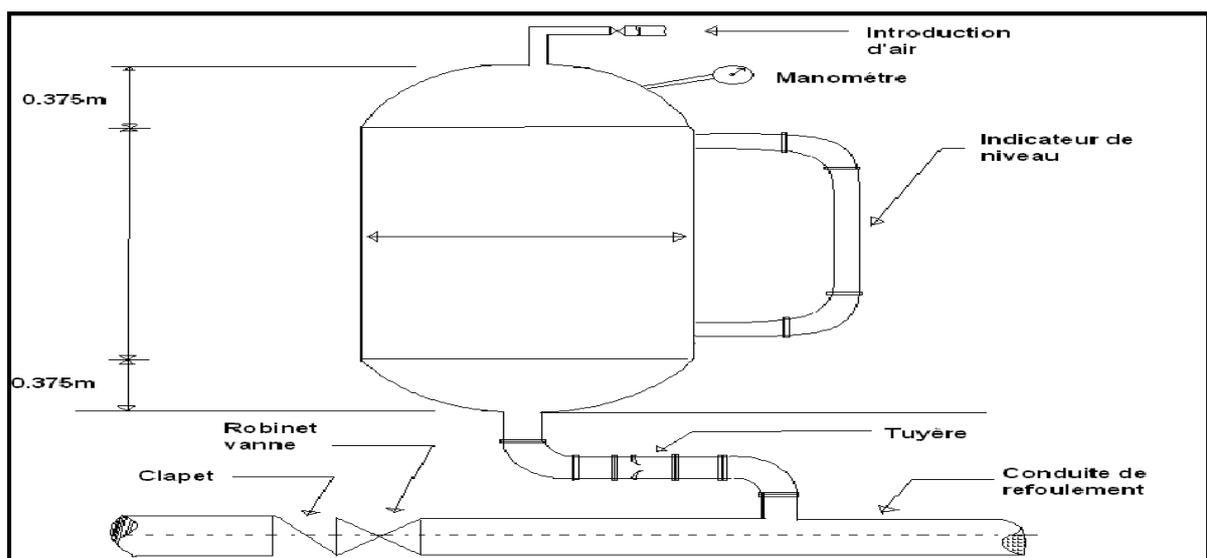
*Figure (V-1): Soupape de décharge*

### V-3-3- Les ventouses

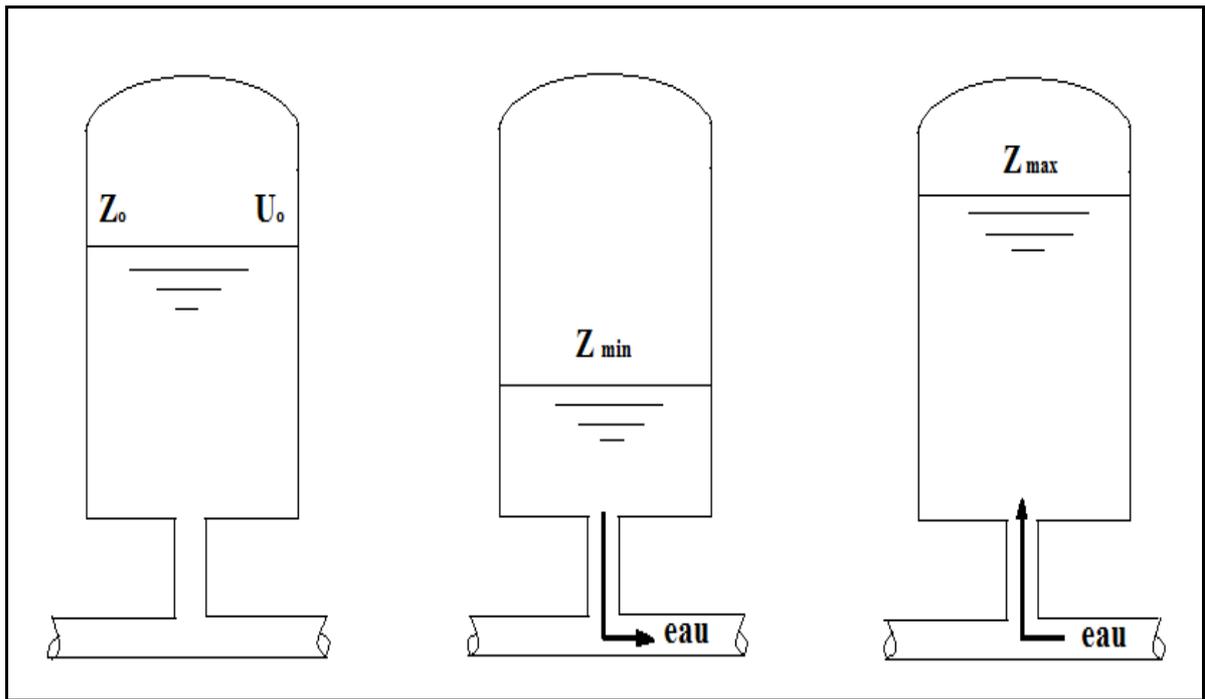
Leurs rôles principale est l'évacuation de l'air contenue dans la conduite et permet l'admission de ce dernier dedans, lorsque l'on procède à leur vidange ou bien l'apparition de la cavitation en un point haut.

### V-3-4- Réservoir d'air

C'est l'appareil le plus utilisé pour la protection contre le coup de bélier, c'est un récipient contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure (Figures (V-3) et (V-4)).



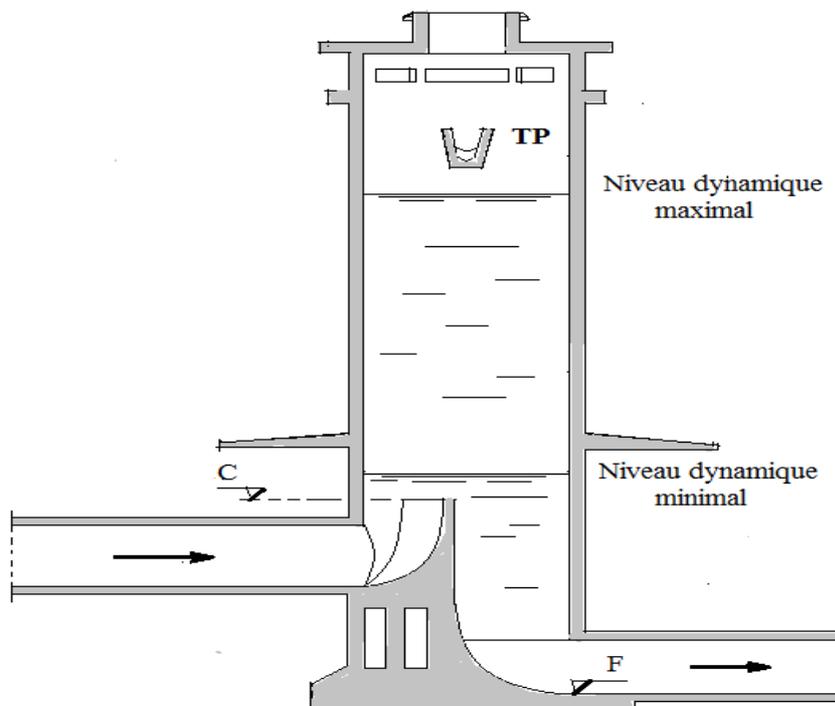
*Figure (V-2) : Schéma d'un réservoir d'air (anti-bélier)*



*Figure (V-3): Variation des volumes d'air dans un réservoir anti-bélier*

### V-3-5- Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir cylindrique à l'air libre et axe vertical. Il est utilisé dans le but de réduire la valeur des surpressions et des dépressions produites par le coup de bélier mais dans le cas de hauteur de refoulement moyennes et grandes (Figure (V-2)) [12].



*Figure (V-4) : Schéma d'une cheminée d'équilibre*

## V-4- Etude du coup de bélier

### V-4-1- Valeurs numériques du coup de bélier

La célérité de l'onde (a) est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante [5] :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K \times D_{int}}{e}}} \quad (V-1)$$

Avec :

- a : la célérité de l'onde (m/s) ;
- $D_{int}$ : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- K = 83 pour le PEHD ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Pour la valeur maximale du coup de bélier, on distingue deux cas :

- **Cas d'une fermeture brusque**

Une fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture (T), tel que :

$$T < \frac{2 \times L}{a} \quad (V-2)$$

La valeur maximale du coup de bélier (B) est donnée comme suit :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (V-3)$$

Avec :

- $V_0$ : Vitesse initiale de l'eau en régime permanent (m/s).
- B : Valeur maximale du coup de bélier (m).
- g : Accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).
- L : longueur de la conduite (m).

- **Cas d'une fermeture lente**

Elle est caractérisée par un temps de fermeture (T) tel que :

$$T > \frac{2 \times L}{a} \quad (V-4)$$

Dans ce cas, la valeur maximale du coup de bélier (B) est calculée par la formule de MICHAUD suivante:

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (V-5)$$

Après avoir calculé la valeur du coup de bélier (B), la surpression maximale ( $H_s$ ) dans la conduite est donnée par :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{V-6})$$

La valeur de la dépression maximale ( $H_d$ ) est donnée par :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{V-7})$$

$$\text{Telle que : } H_0 = H_g + 10 \quad (\text{V-8})$$

Avec :

- $H_0$  : Pression absolue dans la conduite en (m.c.e).
- $H_g$  : Hauteur géométrique de refoulement en (m).
- 10 : Pression atmosphérique en (m.c.e).

### V-5- Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (V-1) ci-après.

*Tableau (V-1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons*

Types de tronçon	Tronçon	$D_{\text{ext}}$ (mm)	$e$ (mm)	$U_0$ (m/s)	$H_g$ (m)	$H_0$ (m)	$a$ (m/s)	$B$ (m)	$H_s$ (m)	$H_d$ (m)	PNS (bar)
Gravitaire	CV-NSR1	315	35,2	1,439	59,23	69,23	395,98	58,08	127,31	11,14	20
	R3-NSR2	160	9,5	1,401	71,87	81,87	276,69	39,51	121,38	42,35	10
Refoulement	NSR1-R1	315	28,6	1,296	136,51	146,51	350,79	46,34	192,85	100,17	16
	R1-R2	315	28,6	1,191	146,86	156,86	350,79	42,59	199,45	114,27	16
	R2-R3	250	27,9	1,798	166,16	176,16	395,67	72,52	248,68	103,64	20
	R3-R4	90	10,1	1,085	186,02	196,02	396,98	43,91	239,93	152,11	20
	NSR2-R5	200	22,4	1,157	185,11	195,11	396,52	46,77	241,88	148,34	20

D'après le tableau (V-1), on remarque qu'il existe des surpressions ( $H_s > \text{PNS}$ ) dans le tronçon gravitaire (R3-NSR2) et même le long de la chaîne de refoulement (NSR1-R1), (R1-R2), (R2-R3), (R3-R4) et (NSR2-R5). On optera comme moyen de protection les réservoirs d'airs placé après la station de reprise dans le cas de refoulement et des vannes à fermeture lente pour limiter et minimiser la surpression dans le cas gravitaire.

#### V-5-1- Protection des tronçons du refoulement

##### V-5-1-1- Méthode de calcul d'un réservoir d'air

Le calcul se fait en utilisant la méthode graphique de BERGERON, son but est la détermination de la surpression et de la dépression maximales dans la conduite [10].

### **V-5-1-2- Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air**

C'est un réservoir cylindrique fermé qui se compose d'air comprimé en haut et un certain volume d'eau en bas. Ce sont des réservoirs dans lesquels le volume est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Le volume d'eau dans le réservoir d'air réduit les dépressions en fournissant une quantité d'eau. Le volume d'air contribue à l'équilibre de la pression. La conduite reliée au réservoir d'air est munie d'une tuyère qui permet l'amortissement du coup de bélier.

### **V-5-1-3- Principe de calcul**

Les valeurs de la surpression et la dépression maximale dans la conduite seront données par l'épure de BERGERON après avoir fixé les caractéristiques du réservoir d'air et de son dispositif d'étranglement. On aura peut être des valeurs inadmissibles au premier essai pour la dépression ou la surpression, possible les deux à la fois. Les calculs seront recommencés pour de nouvelles caractéristiques du réservoir ou l'étranglement, peut être les deux à la fois. C'est une méthode très précise. Le principe sera le suivant, après avoir fixé arbitrairement les dimensions du réservoir d'air et celle de l'étranglement:

- Il sera fait application du diagramme de BERGERON, ou l'on aura gradué les abscisses selon les vitesses;
- On considérera le régime à rythme entier ou  $\Delta t = (2 \times L) / a$ , en prenant  $L / a$  comme unité de temps.

### **V-5-1-4- Principe de construction de l'épure de BERGERON**

Dans notre cas, on optera pour une tuyère comme dispositif d'étranglement et on fixe le volume d'air  $U_0$ . Sur le diagramme  $H = f(V)$ , le point 1R est donné par l'intersection de la vitesse  $V_0$  en régime normal et de l'horizontale passant par la valeur  $H_0$ .

### **V-5-1-5- Principe de calcul du réservoir d'air**

La méthodologie est la suivante :

**1-** Les temps se suivent selon les valeurs de  $T = 2 \times L / a$  (V-9)

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

$$\Delta U = S \times V_m \times T_{\text{ond}} \quad \text{(V-10)}$$

Où :

-S : Section de la conduite ;

- $T_{\text{ond}}$  : Temps mis par une onde, pour faire un aller retour dans la conduite ;

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

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

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

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1,2} = Z \times U^{1,2} \quad (\text{V-11})$$

Où :

- $\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- $U_0$  : Volume d'air initial ;
- $U$  : Volume nouveau de l'air ;

**5-** Détermination de la vitesse dans la tubulure et les pertes de charge.

- **Cas de la montée d'eau**

A la montée de l'eau, on a un coefficient de débit de 0,92.

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D_{Ext}^2}{d'^2} = \frac{D_{Ext}^2}{(0,92 \times d)^2} = K \quad (\text{V-12})$$

Où :

- $V_1$  : Vitesse dans la tuyère;
- $V_f$  : Vitesse finale choisie;
- $D_{Ext}$  : Diamètre de la conduite;
- $d'$  : Diamètre de la veine contractée;
- $d$  : diamètre de la tuyère qui sera choisie de manière à avoir le rapport  $V_1 / V_f = K$  compris entre 15 et 20.

La perte de charge  $\Delta h_1$  à la montée de l'eau est donnée par :

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1^2}{2 \times g} \quad (\text{V-13})$$

$C = f(m)$

$$\text{Avec : } m = \frac{(0,92 \times d)^2}{D^2} \quad (\text{V-14})$$

- $D$  : diamètre de la tubulure

La valeur de  $C$  est lue sur l'abaque donné dans l'annexe (10).

- **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.

$$\frac{v_2}{v_f} = \frac{2 \times D_{Ext}^2}{d^2} = K' \quad (V-15)$$

Où :

- $v_2$  : vitesse de l'eau dans la tuyère

La perte de charge  $\Delta h_2$  à la descente de l'eau est donnée par :

$$\Delta h_2 = \frac{v_2^2}{2g} \times c' \quad (V-16)$$

Avec :

$c' = f(m)$

$$m' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{D^2} \quad (V-17)$$

La valeur de  $c'$  est lue sur l'abaque donnée dans l'annexe (10).

La perte de charge  $\delta$  est donnée par la formule de COLEBROOK:

$$\delta = 1,1 \frac{\lambda \times L \times v_f^2}{D \times 2 \times g} \quad (V-18)$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge est:

➤ Cas de la montée :  $Z - \Delta h_1 - \delta$  (V-19)

➤ Cas de la descente :  $Z - \Delta h_2 - \delta$  (V-20)

### V-5-1-6- Application pour les différents tronçons

#### A- Tronçon NSR1-R1

Données:

- $D_{Ext} = 315$  mm;
- $D_{int} = 257,8$  mm;
- $Q = 0,06759$  m<sup>3</sup>/s;
- $H_g = 136,51$  m;
- $L = 936,59$  m;
- $K = 83$ ;
- $e = 28,6$  mm;
- $\Delta HT = 5,3556$  m.

On choisit une tuyère de diamètre  $d = 80$  mm qui est incorporée dans une tubulure de diamètre  $D = 150$  mm.

- **Cas de la montée d'eau**

$$K = \frac{V_l}{V_f} = \frac{D_{\text{Ext}}^2}{d^2} = \frac{D_{\text{Ext}}^2}{(0,92 \times d)^2} = \frac{0,315^2}{(0,92 \times 0,08)^2} = 18,32$$

$K = 18$  (condition vérifiée).

$$V_1 = 18 V_f$$

Par ailleurs :

$$m = \frac{(0,92 \times d)^2}{D^2} = \frac{(0,92 \times 0,08)^2}{0,150^2} = 0,24$$

A partir de l'abaque de l'annexe (10), on aura  $c = 0,58$

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = 0,58 \frac{V_1^2}{2 \times g} = 0,58 \frac{(18 V_f)^2}{2 \times 9,81} = 9,58 V_f^2$$

- **Cas de la descente de l'eau**

On a :

$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \times D_{\text{Ext}}^2}{d^2} = \frac{2 \times 0,315^2}{0,08^2} = 31,01 = 31$$

Donc :  $V_2 = K' \times V_f = 31 V_f$

Par ailleurs :

$$m = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{D^2} = \frac{1}{2} \times \frac{0,08^2}{0,150^2} = 0,14$$

A partir de l'abaque de l'annexe (10), on aura  $c' = 0,74$

$$\Delta h_2 = c' \times \frac{V_2^2}{2 \times g} = 0,74 \times \frac{V_2^2}{2 \times g} = 0,74 \times \frac{(31 V_f)^2}{2 \times 9,81} = 36,25 V_f^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (V-2) ci-dessous.

Tableau (V-2) : Calcul du réservoir d'air de tronçon NSR1-R1

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,25766 m	Vitesse	1,296936715 m/s	Volume U <sub>a</sub>	0,9 m <sup>3</sup>
Débit	0,06759 m <sup>3</sup> /s	Section	0,05211511 m <sup>2</sup>	K PDC entr	36,25 Vf <sup>2</sup>
H géomet	136,51 m	Célérité a	351,2872332 m/s	K PDC sort	9,58 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond.	936,59 m	B	46,44213151 m	Exposant	1,2
coef. K	83	Hmax	182,9521315 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0,02867 m	Hmin	90,06786849 m	pres. air Z	
C Haz Will	139,606	periode θ	5,332331559 s	rés. air Z	
Résultats des variations du volume d'air		H <sub>0</sub>	146,51 m	Résultats des pression:	
U <sub>max</sub>	1,132108308 m <sup>3</sup>	PDC δ	5,355665218 m	Surpression	
U <sub>min</sub>	0,868265242 m <sup>3</sup>	a/g	35,80909615 s	Dépression	
				11,7893935 m	
				32,53190663 m	

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,9	151,8656652	0	151,8656652	5,355665218	146,51	1,296936715	0	0	
5,33233156	0,23210831	1,132108308	115,314796	1,336702633	113,9780934	0,534135691	113,4439577	0,373538867	0,835237296	0,373537878	9,88963E-07
10,6646631	-0,04604557	1,08806274	121,2061652	18,01337756	139,2195427	1,731608563	140,9511513	-0,705094642	-0,16569409	-0,70492607	-0,000168574
15,9969947	-0,16912116	0,916941579	148,5048401	9,511350169	158,0161902	0,958563448	158,9747537	-0,512241268	-0,60857925	-0,51223244	-8,827E-06
21,3293262	-0,04867634	0,868265242	158,550534	0,251140452	158,2993935	0,113570675	158,1858228	0,161905223	-0,17516086	0,161910711	-5,48814E-06
26,6616578	0,07317775	0,941442992	143,8791209	1,274525035	142,6049599	0,511088327	142,0935075	0,364628306	0,263328731	0,36474675	-0,000118444
31,9939894	0,0443337	0,985776695	136,1495945	0,07563751	136,225232	0,010901325	136,2361333	-0,045612687	0,159533979	-0,04567879	6,61045E-05
37,3263209	-0,04726056	0,938516131	144,4177312	3,142982491	147,5607137	0,343801107	147,9045148	-0,293576273	-0,17006623	-0,29445367	0,000877399
42,6586525	-0,0477696	0,890746527	153,7608046	0,088256658	153,8490613	0,01257566	153,8616369	-0,049332417	-0,17189801	-0,04934234	9,92222E-06
47,990984	0,02275825	0,913504778	149,1755406	0,435176333	148,7403643	0,188950223	148,551414	0,21297666	0,08189513	0,213132598	-0,000155939
53,3233156	0,04465699	0,958161767	140,8717803	0,11228401	140,7594963	0,05389367	140,7056026	0,107892094	0,160697319	0,108262039	-0,000369945
58,6556472	-0,00628471	0,951877058	141,9886325	0,854051955	142,8426844	0,102878131	142,9455626	-0,153740726	-0,0226154	-0,15349285	-0,000247879
63,9879787	-0,04101077	0,910866289	149,6942275	0,727449814	150,4216773	0,088674393	150,5103517	-0,141567443	-0,14757647	-0,14166009	9,26465E-05
69,3203103	-0,00674311	0,904123174	151,0349608	0,083089495	150,9518713	0,040779611	150,9110917	0,093050133	-0,02426497	0,093130151	-8,00181E-05
74,6526418	0,03392797	0,93805114	144,5036408	0,218572831	144,2850679	0,099864109	144,1852038	0,151032481	0,122089137	0,151048123	-1,56421E-05

Sur le diagramme de BERGERON H=f(v), on mène une horizontale H<sub>0</sub>=146,51 m, correspondant au régime normal (Figure (V-5)).

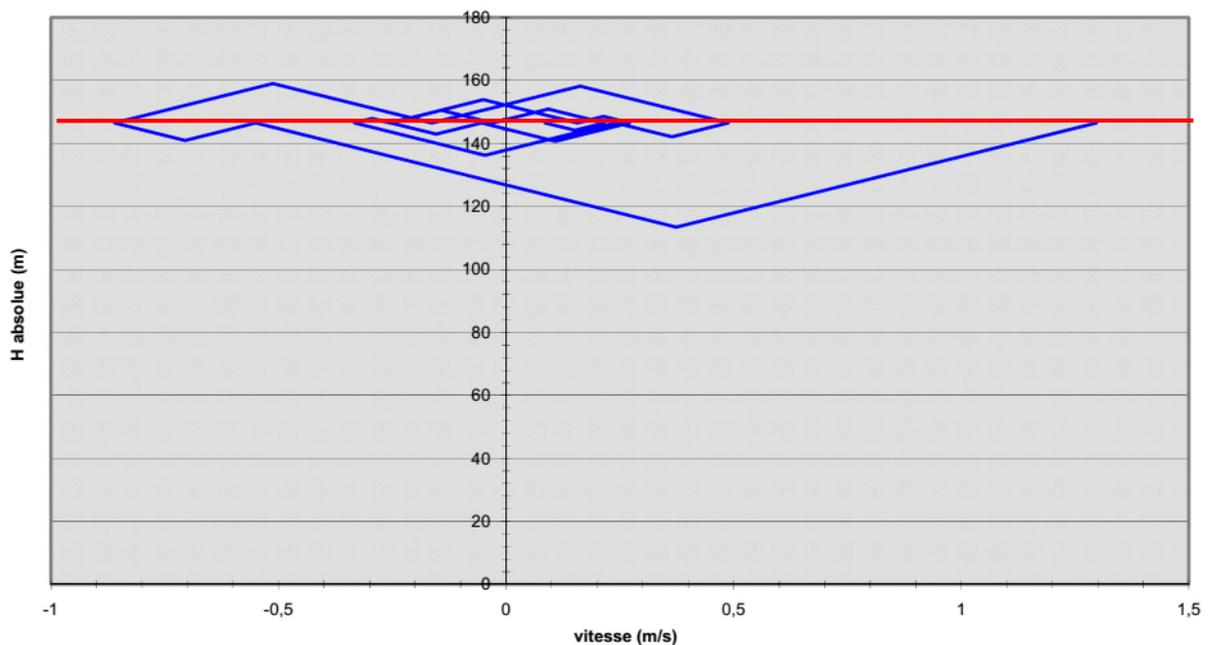


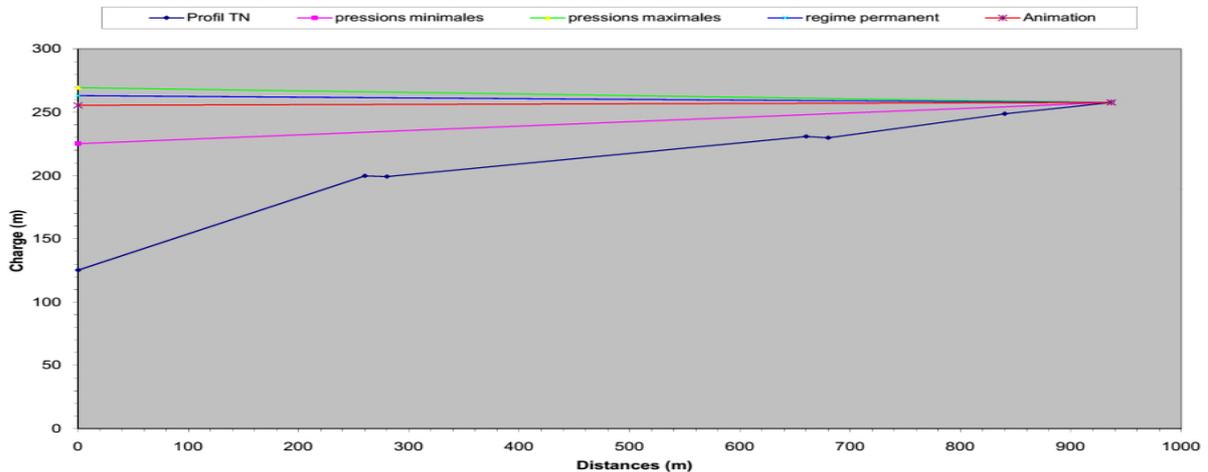
Figure (V-5) : Epure de BERGERON pour le tronçon NSR1-R1

❖ **Interprétation des résultats**

D'après le tableau (V-2) et la figure (V-5), on déduit que :

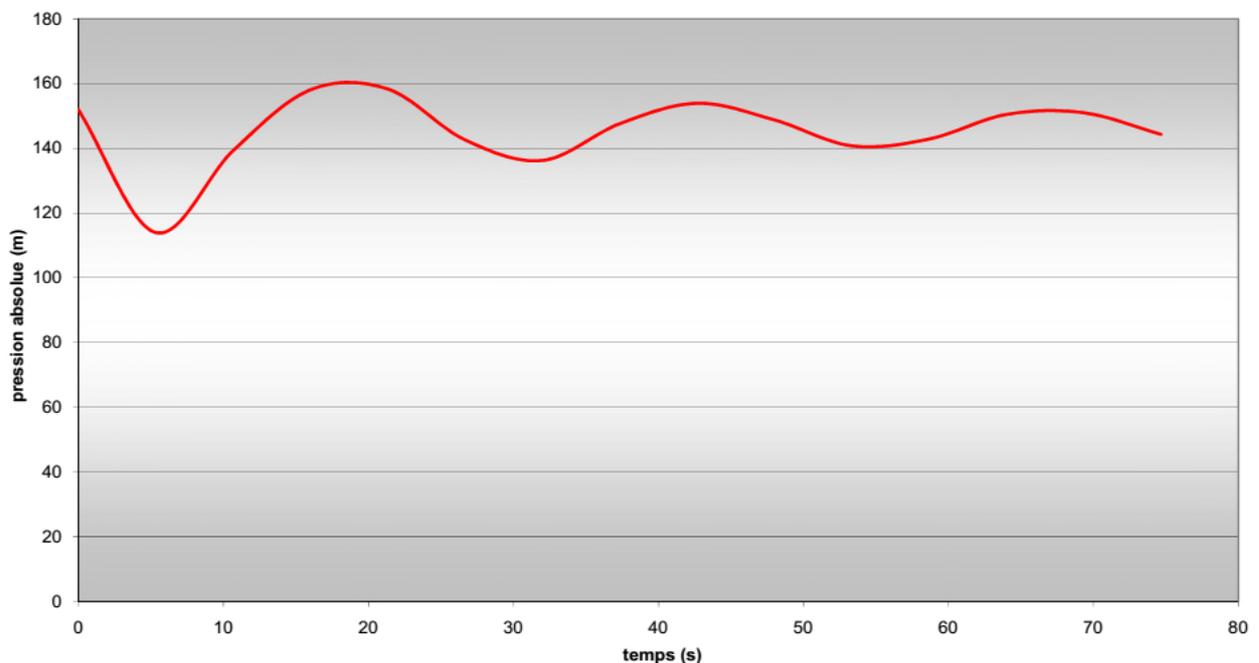
- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de 32,532 m. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de  $U_{\min}=0,868 \text{ m}^3$
- Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de 11,789 m. Le volume d'air à la fin de cette dernière est  $U_{\max}=1,132 \text{ m}^3$ .

Le rapport des pressions en régime permanent et transitoire est représenté dans la figure (V-6) ci-dessous.



**Figure (V-6) :** Enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire (NSR1-R1)

La figure (V-7) montre clairement que le front d'onde se dissipe progressivement ainsi, un amortissement du phénomène est observé tout en protégeant la conduite.



**Figure (V-7) :** Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon NSR1-R1

### ❖ Dimensionnement du réservoir d'air

Afin qu'il reste encore de l'eau dans le réservoir, on va majorer ce volume d'air de 20 %, donc le volume du réservoir sera de :

$$U = 1,2 \times U_{\max}$$

$$U = 1,2 \times 1,132 = 1,36 \text{ m}^3$$

Finalement on optera pour un réservoir anti-bélier d'une capacité de : **U = 1400 l.**

### B-Tronçon R1-R2

Données:

- $D_{\text{Ext}} = 315 \text{ mm};$
- $D_{\text{int}} = 257,8 \text{ mm};$
- $Q = 0,06213 \text{ m}^3/\text{s};$
- $H_g = 146,86 \text{ m};$
- $L = 1417 \text{ m};$
- $K = 83;$
- $e = 28,6 \text{ mm};$
- $\Delta H_T = 6,9327 \text{ m}.$

On considère une tuyère de diamètre **d= 80 mm** qui est incorporée dans une tubulure de diamètre **D= 150 mm.**

#### • Cas de la montée d'eau

La perte de charge est :

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = 0,58 \frac{V_1^2}{2 \times g} = 0,58 \frac{(18 V_f)^2}{2 \times 9,81} = 9,58 V_f^2$$

#### • Cas de la descente de l'eau

La perte de charge est :

$$\Delta h_2 = c' \times \frac{V_2^2}{2g} = 0,74 \times \frac{V_2^2}{2g} = 0,74 \times \frac{(31 V_f)^2}{2g} = 36,25 V_f^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (V-3) ci-après.

Tableau (V-3) : Calcul du réservoir d'air du tronçon R1-R2

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,2578 m	Vitesse	1,190874157 m/s	Volume U	0,9 m <sup>3</sup>
Débit	0,06213 m <sup>3</sup> /s	Section	0,052171759 m <sup>2</sup>	K PDC entr	36,25 Vf <sup>2</sup>
H géomet	146,86 m	Célérité a	350,794666 m/s	K PDC sort	9,58 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond.	1417 m	B	42,58433254 m	Exposant	1,2
coef. K	83	Hmax	189,4443325 m		
Epaisseur e	0,0286 m	Hmin	104,2756675 m		
C Haz Will	139,403	periode θ	8,078800149 s		
		H <sub>0</sub>	156,86 m		
		PDC δ	6,932774654 m		
		a/g	35,75888542 s		
Résultats des variations du volume d'air		Pression de l'air		Résultats des pression:	
Umax	1,176234022 m <sup>3</sup>	pres. air Z	144,3396844 /U <sup>4</sup>	Surpression	18,03555862 m
Umin	0,853522744 m <sup>3</sup>			Dépression	38,2040399 m

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,9	163,7927747	0	163,7927747	6,932774654	156,86	1,190874157	0	0	
8,07880015	0,27623402	1,176234022	118,7936611	0,137700988	118,6559601	0,098699452	118,5572606	0,119735085	0,655382467	0,119890776	-0,000155691
16,1576003	-0,13848128	1,037752737	138,0616586	21,88527592	159,9469345	3,143873401	163,0908079	-0,777158962	-0,3285555	-0,77700177	-0,000157192
24,2364004	-0,18422999	0,853522744	174,5531269	0,342431734	174,8955586	0,066911351	174,96247	-0,096676962	-0,43709716	-0,09719255	0,000515593
32,3152006	0,06637757	0,919900311	159,5500088	1,627429731	157,9225791	0,971650569	156,9509285	0,412102836	0,157484922	0,412162398	-5,95622E-05
40,3940007	0,09021982	1,010120135	142,6061048	0,002434712	142,6036701	0,002352391	142,6013177	0,015900505	0,214052166	0,015941934	-4,14297E-05
48,4728009	-0,06511733	0,945002806	154,477785	3,827299273	158,3050842	0,625522098	158,9306063	-0,324939982	-0,15449493	-0,32493179	-8,19013E-06
56,551601	-0,06185429	0,883148517	167,5503187	0,009460824	167,5408579	0,008267406	167,5325905	0,031424504	-0,14675316	0,031425467	-9,6336E-07
64,6304012	0,05928525	0,94243377	154,9832428	0,598225431	154,3850173	0,384623575	154,0003937	0,249915212	0,140657965	0,249890463	2,47495E-05
72,7092013	0,03728113	0,979714901	147,933351	0,193106617	148,1264577	0,039367011	148,1658247	-0,073187185	0,08845181	-0,07298684	-0,000200343
80,7880015	-0,05804807	0,921666831	159,1831158	1,485867341	160,6689831	0,260458052	160,9294412	-0,202518233	-0,13772267	-0,2024585	-5,97338E-05
88,8668016	-0,02161183	0,900054999	163,7807641	0,095623155	163,685141	0,070414229	163,6147268	0,100180462	-0,05127542	0,099907658	0,000272804
96,9456018	0,054583	0,954637995	152,6086999	0,242482926	152,366217	0,166676276	152,1995407	0,158746814	0,129501567	0,159095475	-0,000348661
105,024402	0,00857446	0,963212454	150,9799385	0,508246599	151,4881851	0,096451557	151,5846367	-0,119109236	0,020343439	-0,1184086	-0,000700639
113,103202	-0,05132248	0,911889978	161,2333286	0,56752113	161,8008497	0,106824689	161,9076744	-0,125476575	-0,12176578	-0,12512296	-0,000353614

Sur le diagramme de BERGERON H=f(v), on mène une horizontale H<sub>0</sub>=158,86 m correspondant au régime normal (Figure (V-8)).

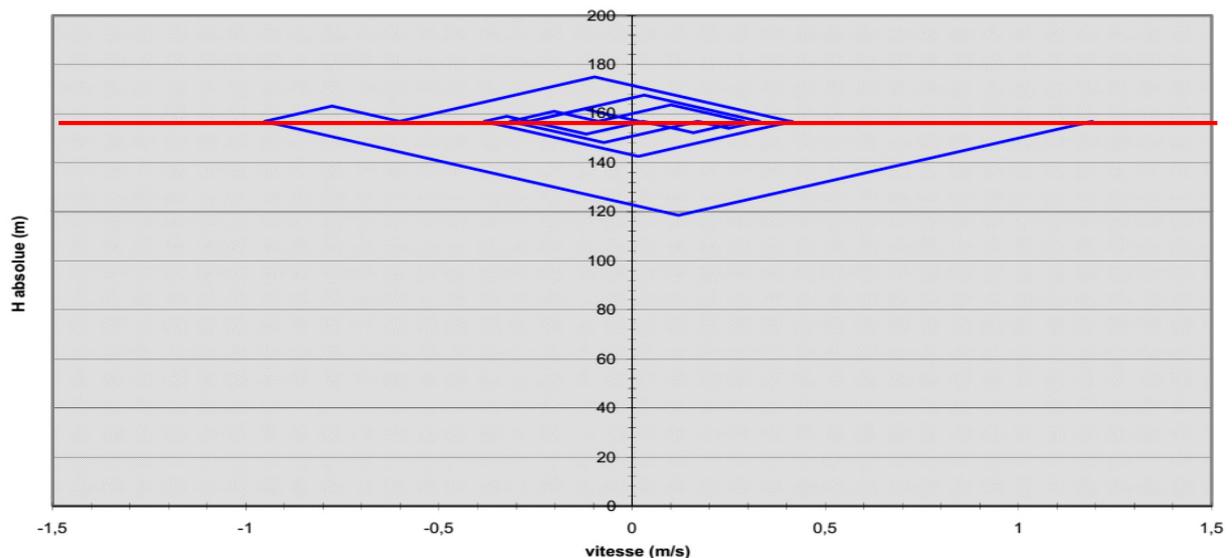


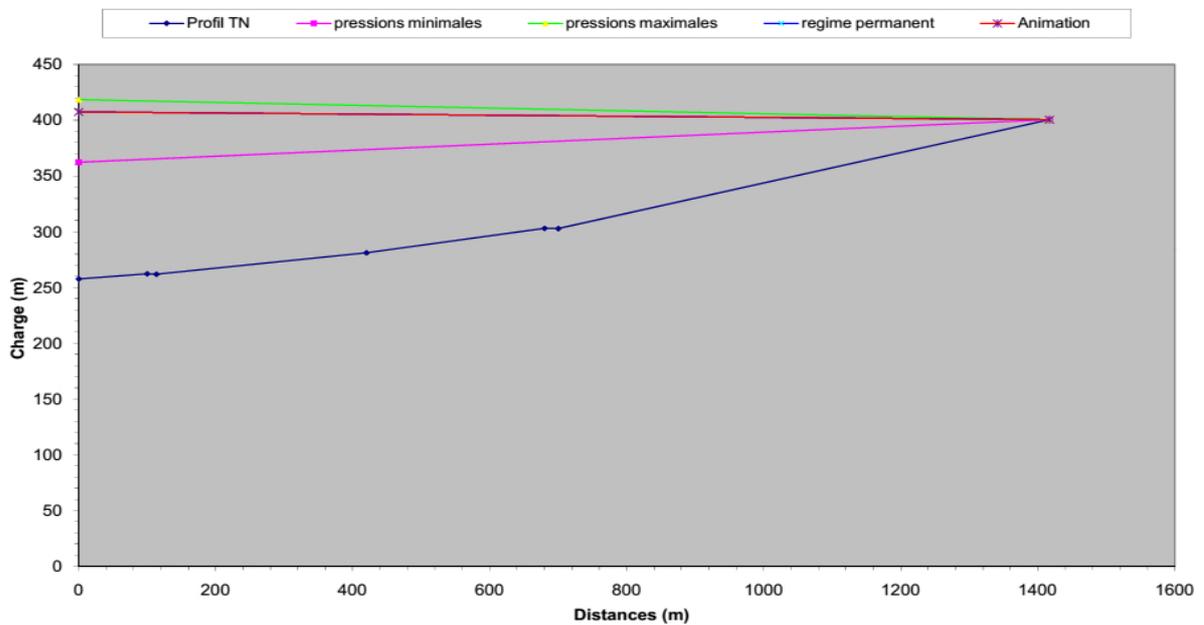
Figure (V-8) : Epure de BERGERON pour le tronçon R1-R2

### ❖ Interprétation des résultats

D'après le tableau (V-3) et la figure (V-8), on déduit que :

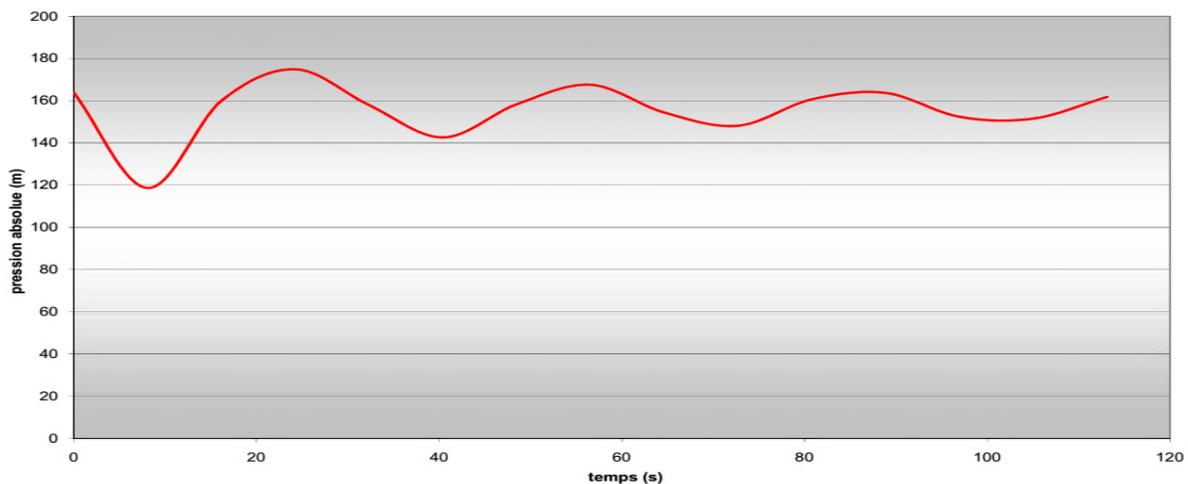
- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de 38,204 m. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de  $U_{\min}=0,853 \text{ m}^3$ .
- Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de 18,036 m. Le volume d'air à la fin de cette dernière est  $U_{\max}=1,176 \text{ m}^3$ .

Le rapport des pressions en régime permanent et transitoire est représenté dans la figure (V-9) ci-dessous.



**Figure (V-9) :** Enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire (R1-R2)

La figure (V-10) montre clairement que le front d'onde se dissipe progressivement, ainsi un amortissement du phénomène est observé tout en protégeant la conduite.



**Figure (V-10) :** Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon R1-R2

### ❖ Dimensionnement du réservoir d'air

Afin qu'il reste encore de l'eau dans le réservoir, on va majorer ce volume d'air de 20 %, donc le volume du réservoir sera de :

$$U = 1,2 \times U_{\max}$$

$$U = 1,2 \times 1,176 = 1,41 \text{ m}^3$$

Finalement on optera pour un réservoir anti-bélier d'une capacité normalisée de : **U = 1500 l**.

### C- Tronçon R2-R3

Données:

- $D_{\text{Ext}} = 250 \text{ mm}$ ;
- $D_{\text{int}} = 194,2 \text{ mm}$ ;
- $Q = 0,05323 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- $H_g = 166,16 \text{ m}$  ;
- $L = 1544,93 \text{ m}$  ;
- $K = 83$  ;
- $e = 27,9 \text{ mm}$ ;
- $\Delta H_T = 22,0433291 \text{ m}$ .

On choisit une tuyère de diamètre **d = 65 mm** qui est incorporée dans une tubulure de diamètre **D = 120 mm**.

#### • Cas de la montée d'eau

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D_{\text{Ext}}^2}{d^2} = \frac{D_{\text{Ext}}^2}{(0,92 \times d)^2} = \frac{0,250^2}{(0,92 \times 0,065)^2} = 17,47$$

$K = (17 \text{ condition vérifiée})$ .

$$V_1 = 17 V_f$$

Par ailleurs :

$$m = \frac{(0,92 \times d)^2}{D^2} = \frac{(0,92 \times 0,065)^2}{0,120^2} = 0,25$$

A partir de l'abaque de l'annexe (10), on aura  $c = 0,565$

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = 0,58 \frac{V_1^2}{2 \times g} = 0,565 \frac{(17 V_f)^2}{2 \times 9,81} = 8,32 V_f^2$$

#### • Cas de la descente de l'eau

On a:

$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \times D_{\text{Ext}}^2}{d^2} = \frac{2 \times 0,250^2}{0,065^2} = 29,49 = 29$$

Donc :  $V_2 = K' \times V_f = 29 V_f$

Par ailleurs :

$$m = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{D^2} = \frac{1}{2} \times \frac{0,065^2}{0,120^2} = 0,15$$

A partir de l'abaque de l'annexe (10), on aura  $c' = 0,73$

$$\Delta h_2 = c' \times \frac{V_2^2}{2g} = 0,73 \times \frac{V_2^2}{2g} = 0,73 \times \frac{(29V_f)^2}{2g} = 31,29 V_f^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (V-4) ci-après.

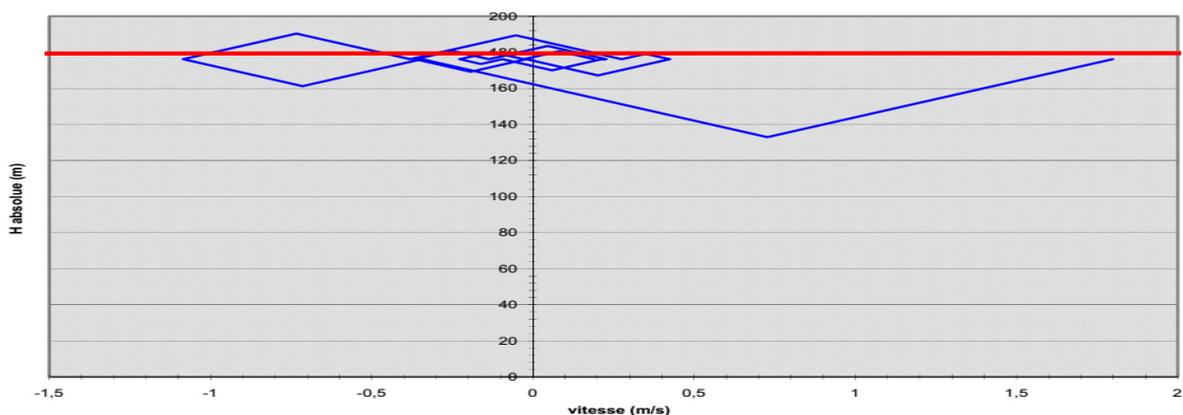
**Tableau (V-4) : Calcul du réservoir d'air du tronçon R2-R3**

Données de l'Adductic		Résultat:		Données du Réservoir d'a	
Diametre	0,1942 m	Vitesse	1,797994497 m/s	Volume U	0,9 m <sup>3</sup>
Débit	0,05323 m <sup>3</sup> /s	Section	0,029605207 m <sup>2</sup>	K PDC entr	31,29 Vf <sup>2</sup>
H géomet	166,16 m	Célérité a	395,6748577 m/s	K PDC sort	8,32 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond	1544,93 m	B	72,52000172 m	Exposant	1,2
coef. K	83	Hmax	238,6800017 m	Pression de l'a	
Epaisseur e	0,0279 m	Hmin	93,63999828 m	pres. air Z	
C Haz Will	141,1452	periode θ	7,809088549 s	Résultats des pressior	
Résultats des variations du volume d		H0	176,16 m	Surpression	
Umax	1,19338324 m <sup>3</sup>	PDC δ	22,04337509 m	Dépression	
Umin	0,9 m <sup>3</sup>	a/g	40,33382851 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z → Δh → δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,9	198,203375	0	198,2033751	22,0433751	176,16	1,797994497	0	0	0
7,80908855	0,29188902	1,19188902	141,487826	4,39868804	137,0891382	4,1218587	132,9672795	0,727113748	1,26255208	0,72710967	4,08184E-06
15,6181771	0,00149422	1,19338324	141,275267	15,9597103	157,2349777	3,98717828	161,222156	-0,714122223	0,00646316	-0,7141833	6,11271E-05
23,4272656	-0,1672788	1,02610442	169,344925	16,8085522	186,1534777	4,18317049	190,3366482	-0,732994614	-0,7235566	-0,7329298	-6,48265E-05
31,2363542	-0,0909135	0,93519088	189,287415	0,08974258	189,3771571	0,03289585	189,4100529	-0,053002107	-0,3932422	-0,0535546	0,000552457
39,0454427	0,03431377	0,96950465	181,27678	1,02152931	180,2552512	1,06645399	179,1887972	0,350600792	0,14842258	0,35039972	0,00020107
46,8545313	0,06394902	1,03345368	167,900828	0,34224169	167,5585868	0,38740759	167,1711792	0,202833425	0,27660846	0,20281721	1,62195E-05
54,6636198	0,00116068	1,03461436	167,674823	1,16282049	168,837643	0,3526381	169,1902811	-0,192827991	0,00502047	-0,1927763	-5,17284E-05
62,4727084	-0,0513121	0,98330231	178,228679	1,97317773	180,2018567	0,57542457	180,7722813	-0,251152174	-0,2219478	-0,2511194	-3,27414E-05
70,2817969	-0,0237776	0,95952467	183,541672	0,017165	183,5245065	0,02424689	183,5002596	0,045312143	-0,102849	0,04542137	-0,00010923
78,0908855	0,03070274	0,99022741	176,734007	0,40336592	176,3306413	0,45107973	175,8795616	0,220346884	0,13280324	0,22018511	0,000161778
85,899974	0,03238545	1,02261286	170,039006	0,02993038	170,0090755	0,04057475	169,9685007	0,059887589	0,14008173	0,05997835	-9,07584E-05
93,7090626	-0,011597	1,01101584	172,382235	0,80406175	173,1862968	0,25058928	173,4368861	-0,161133166	-0,0501624	-0,1603031	-0,000830066
101,518151	-0,033461	0,9775548	179,486885	0,52203081	180,0089162	0,1679775	180,1768937	-0,129056375	-0,1447341	-0,1291651	0,000108756
109,32724	-0,0055743	0,97198051	180,722818	0,05450999	180,6683079	0,07068915	180,5976188	0,080557084	-0,0241113	0,08094246	-0,000385396

Sur le diagramme de BERGERON H=f(v), on mène une horizontale H<sub>0</sub>=176,16 m correspondant au régime normal (Figure (V-11)).



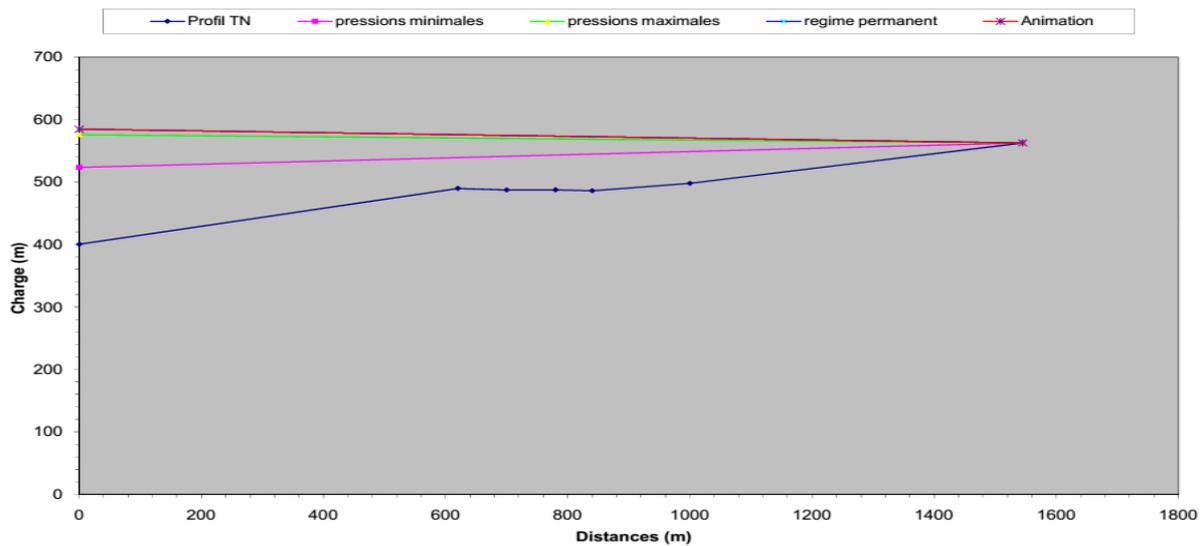
**Figure (V-11) : Epure de BERGERON pour le tronçon R2-R3**

### ❖ Interprétation des résultats

D'après le tableau (V-4) et la figure (V-11), on déduit que :

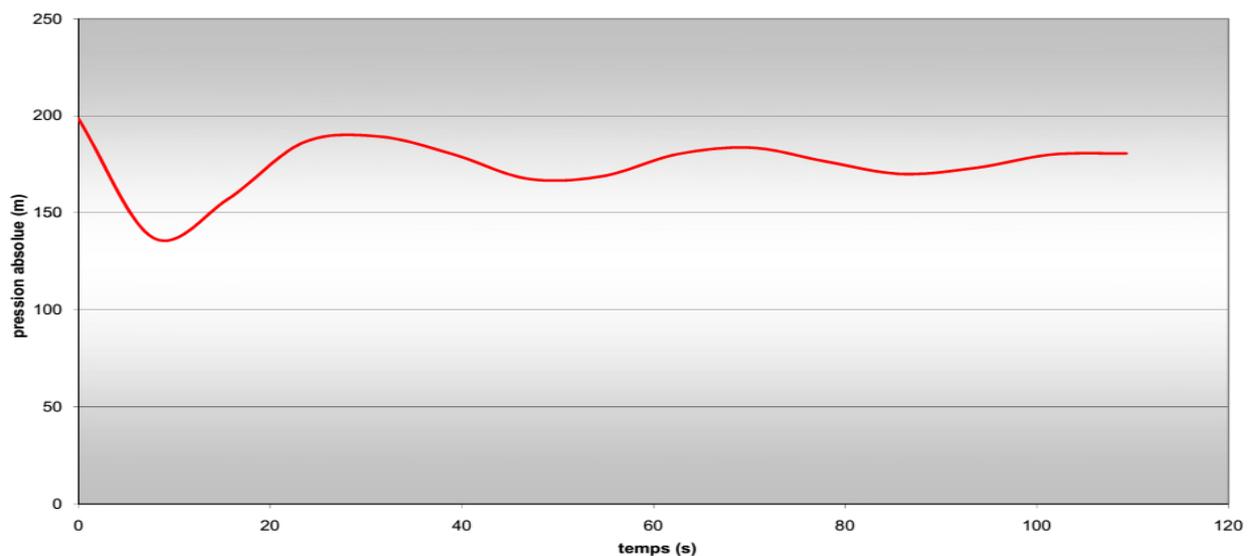
- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de 39,071 m. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de  $u_{\min}=0,9 \text{ m}^3$ .
- Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de 13,217 m. Le volume d'air à la fin de cette dernière est  $U_{\max}=1,193 \text{ m}^3$ .

Le rapport des pressions en régime permanent et transitoire est représenté dans la figure (V-12) ci-dessous.



*Figure (V-12) : Enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire (R2-R3)*

La figure (V-13) montre clairement que le front d'onde se dissipe progressivement, ainsi un amortissement du phénomène est observé tout en protégeant la conduite.



*Figure (V-13) : Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon R2-R3*

### ❖ Dimensionnement du réservoir d'air

Afin qu'il reste encore de l'eau dans le réservoir, on va majorer ce volume d'air de 20 %, donc le volume du réservoir sera de :

$$U = 1,2 \times U_{\max}$$

$$U = 1,2 \times 1,193 = 1,43 \text{ m}^3$$

Finalement on optera pour un réservoir anti-bélier d'une capacité de : **U = 1500 l.**

#### D-Tronçon R3-R4

Données:

- $D_{\text{Ext}} = 90 \text{ mm};$
- $D_{\text{int}} = 69,8 \text{ mm};$
- $Q = 0,00415 \text{ m}^3/\text{s};$
- $H_g = 186,02 \text{ m};$
- $L = 1057,75 \text{ m};$
- $K = 83;$
- $e = 10,1 \text{ mm}.$
- $\Delta H_T = 20,6161 \text{ m}.$

On choisit une tuyère de diamètre **d= 25 mm** qui est incorporée dans une tubulure de diamètre **D= 50 mm.**

#### • Cas de la montée d'eau

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D_{\text{EXT}}^2}{d^2} = \frac{D_{\text{EXT}}^2}{(0,92 \times d)^2} = \frac{0,09^2}{(0,92 \times 0,025)^2} = 15,31 = 15$$

$K = 15$  (condition vérifiée).

$$V_1 = 15 V_f$$

Par ailleurs :

$$m = \frac{(0,92 \times d)^2}{D^2} = \frac{(0,92 \times 0,025)^2}{0,05^2} = 0,2116$$

A partir de l'abaque de l'annexe (10), on aura  $c = 0,64$

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = 0,64 \frac{V_1^2}{2 \times g} = 0,64 \frac{(15 V_f)^2}{2 \times 9,81} = 7,34 V_f^2$$

#### • Cas de la descente de l'eau

On a:

$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \times D_{\text{Ext}}^2}{d^2} = \frac{2 \times 0,09^2}{0,025^2} = 25,92 = 26$$

Donc :  $V_2 = K' \times V_f = 26 V_f$

Par ailleurs :

$$m' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{D^2} = \frac{1}{2} \times \frac{0,025^2}{0,09^2} = 0,125$$

A partir de l'abaque de l'annexe (10), on aura  $c^l = 0,788$

$$\Delta h_2 = c' \times \frac{V_2^2}{2g} = 0,915 \times \frac{V_2^2}{2g} = 0,788 \times \frac{(26.V_f)^2}{2g} = 27,15 V_f^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (V-5) ci-après:

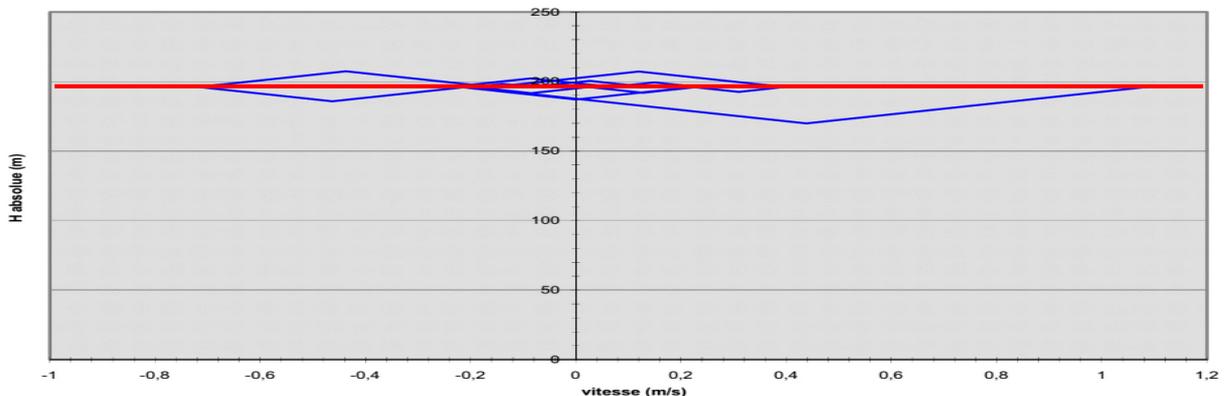
**Tableau (V-5) : Calcul du réservoir d'air du tronçon R3-R4**

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diamètre	0,0698 m	Vitesse	1,085094581 m/s	Volume U	0,08 m <sup>3</sup>
Débit	0,00415 m <sup>3</sup> /s	Section	0,003824551 m <sup>2</sup>	K PDC entr	27,15 Vf <sup>2</sup>
H géomet	186,02 m	Célérité a	396,9844845 m/s	K PDC sort	7,34 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond.	1057,75 m	B	43,91087798 m	Exposant	1,2
coef. K	83	Hmax	229,930878 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0,0101 m	Hmin	142,109122 m	pres. air Z	
C Haz Will	137,0852	periode θ	5,32892363 s	10,45776808 /U <sup>4</sup>	
Résultats des variations du volume d'air		H0	196,02 m	Résultats des pression:	
Umax	0,095524951 m <sup>3</sup>	PDC δ	20,61619649 m	Surpression	
Umin	0,08 m <sup>3</sup>	a/g	40,46732767 s	11,53220268 m	
				Dépression	
				22,32558323 m	

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z → Δh → δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,08	216,6361965	0	216,6361965	20,61619649	196,02	1,085094581	0	0	
5,32892363	0,01552495	0,095524951	175,1051095	1,410692692	173,6944168	3,848242447	169,8461743	0,4383055	0,761746096	0,438397611	-9,21102E-05
10,6578473	-0,00024946	0,095275493	175,655423	5,817036549	181,4724596	4,255646572	185,7281061	-0,462809588	-0,0122399	-0,4628774	6,7815E-05
15,9867709	-0,00917261	0,08610288	198,3434184	5,190697141	203,5341156	3,829575906	207,3636915	-0,436818309	-0,45006275	-0,4372481	0,000429788
21,3156945	-0,00323081	0,082872067	207,6582556	0,106052929	207,5522027	0,350366036	207,2018366	0,119816621	-0,15852283	0,120202446	-0,000385824
26,6446181	0,00437656	0,087248625	195,2219721	0,702089083	194,519883	2,016727422	192,5031556	0,309228492	0,214739885	0,309277325	-4,88328E-05
31,9735418	0,00316173	0,090410358	187,0583849	7,18471E-06	187,0583777	4,82973E-05	187,0583294	0,000868248	0,155133345	0,000989365	-0,000121117
37,3024654	-0,00233877	0,088071593	193,0349677	1,442445562	194,4774132	1,169978193	195,6473914	-0,229793862	-0,11475369	-0,23049675	0,000702884
42,631389	-0,00322222	0,084849377	201,8648085	0,199427047	202,0642356	0,187262894	202,2514985	-0,085013116	-0,15810097	-0,08570519	0,000692072
47,9603127	0,00065747	0,085506844	200,0036656	0,165642676	199,8380229	0,529470174	199,3085527	0,150239662	0,032259193	0,150223574	1,60882E-05
53,2892363	0,00283747	0,088344312	192,3201073	0,120676977	192,1994303	0,394886441	191,8045438	0,12733468	0,139223028	0,128222482	-0,000887803
58,6181599	0,00043043	0,088774744	191,201675	0,200724082	191,4023991	0,188390419	191,5907895	-0,086286212	0,021119521	-0,08598344	-0,000302771
63,9470836	-0,0022971	0,086477642	197,3124091	0,527856723	197,8402659	0,461213023	198,3014789	-0,139359437	-0,11270943	-0,13943542	7,59841E-05
69,2760072	-0,00114615	0,085331496	200,4969508	0,005335821	200,491615	0,021992591	200,4696224	0,02697478	-0,05623669	0,026962032	1,27482E-05
74,6049308	0,00157643	0,086907926	196,1407108	0,119762811	196,020948	0,392115637	195,6288323	0,127264444	0,077348964	0,127735896	-0,000471453

La figure (V-14) montre clairement que le front d'onde se dissipe progressivement, ainsi un amortissement du phénomène est observé tout en protégeant la conduite.



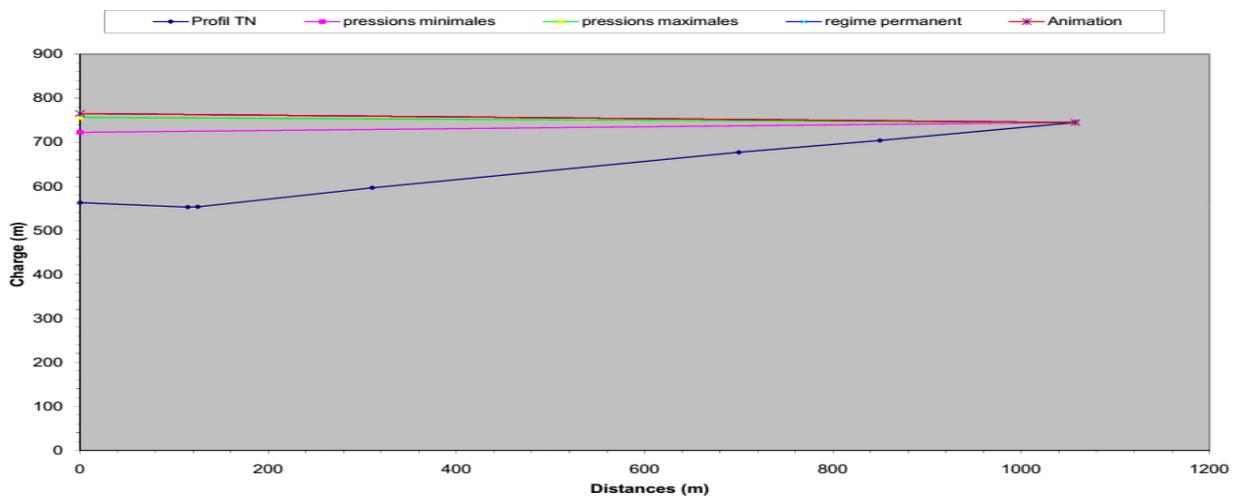
**Figure (V-14) : Epure de BERGERON pour le tronçon R3-R4**

### ❖ Interprétation des résultats

D'après la figure (V-5) et la figure (V-14), on déduit que :

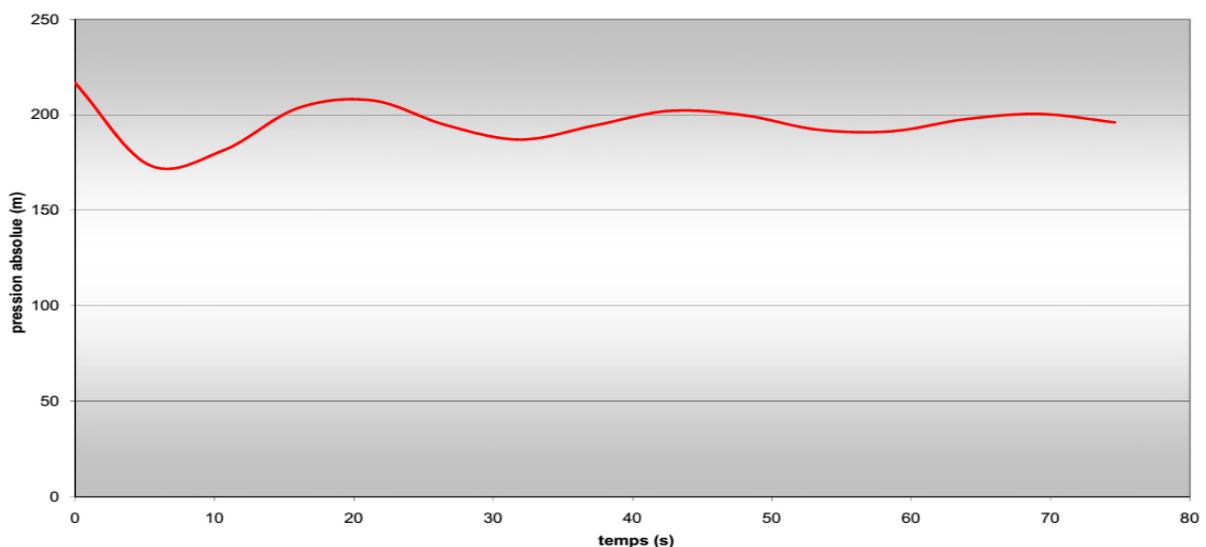
- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de 22,326 m. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de  $U_{\min}=0,08 \text{ m}^3$ .
- Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de 11,532 m. Le volume d'air à la fin de cette dernière est  $U_{\max}=0,096 \text{ m}^3$ .

Le rapport des pressions en régime permanent et transitoire est représenté dans la figure (V-15) ci-dessous.



**Figure (V-15) :** Rapport des pressions en régime permanent et transitoire (R3-R4)

La figure (V-16) montre clairement que le front d'onde se dissipe progressivement ainsi un amortissement du phénomène est observé tout en protégeant la conduite.



**Figure (V-16) :** Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon R3-R4

### ❖ Dimensionnement du réservoir d'air

Afin qu'il reste encore de l'eau dans le réservoir, on va majorer ce volume d'air de 20 %, donc le volume du réservoir sera de :

$$U = 1,2 \times U_{\max}$$

$$U = 1,2 \times 0,096 = 0,12 \text{ m}^3$$

Finalement on optera pour un réservoir anti-bélier d'une capacité de : **U = 200 l.**

### E-Tronçon NSR2-R5

Données:

- $D_{\text{Ext}} = 200 \text{ mm}$ ;
- $D_{\text{int}} = 154,2 \text{ mm}$ ;
- $Q = 0,02187 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- $H_g = 185,11 \text{ m}$ ;
- $L = 1347,7 \text{ m}$ ;
- $K = 83$ ;
- $e = 22,4 \text{ mm}$ ;
- $\Delta HT = 11,2016 \text{ m}$ .

On choisit une tuyère de diamètre **d = 50 mm** qui est incorporée dans une tubulure de diamètre **D = 100 mm**.

#### • Cas de la montée d'eau

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D_{\text{Ext}}^2}{d^2} = \frac{D_{\text{Ext}}^2}{(0,92 \times d)^2} = \frac{0,200^2}{(0,92 \times 0,05)^2} = 18,90$$

$K = 19$  (condition vérifiée).

$$V_1 = 19 V_f$$

Par ailleurs :

$$m = \frac{(0,92 \times d)^2}{D^2} = \frac{(0,92 \times 0,05)^2}{0,100^2} = 0,21$$

A partir de l'abaque de l'annexe (10), on aura  $c = 0,635$

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = 0,635 \frac{V_1^2}{2 \times g} = 0,635 \frac{(19 V_f)^2}{2 \times 9,81} = 11,68 V_f^2$$

#### • Cas de la descente de l'eau

On a:

$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \times D_{\text{Ext}}^2}{d^2} = \frac{2 \times 0,200^2}{0,05^2} = 32 = 32$$

Donc :  $V_2 = K' \times V_f = 32 V_f$

Par ailleurs :

$$m = \frac{1}{2} \times \frac{\alpha^2}{D^2} = \frac{1}{2} \times \frac{0,05^2}{0,100^2} = 0,125$$

A partir de l'abaque de l'annexe (10), on aura  $c^l = 0,78$

$$\Delta h_2 = c' \times \frac{V_2^2}{2g} = 0,74 \times \frac{V_2^2}{2g} = 0,78 \times \frac{(32V_f)^2}{2g} = 40,71 V_f^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau (V-6) ci-dessous.

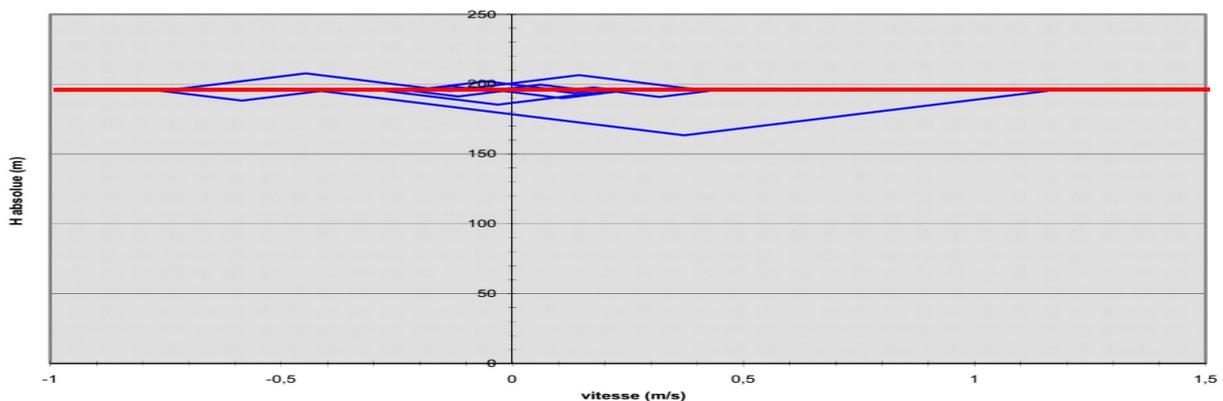
**Tableau (V-6) : Calcul du réservoir d'air du tronçon NSR2-R5**

<b>Données de l'Adductio</b> Diametre 0,1552 m Débit 0,02187 m3/s H géomet 185,112 m Long. Cond. 1347,7 m coef. K 83 Epaisseur e 0,0224 m C Haz Will 139,9868		<b>Résultats:</b> Vitesse 1,156633302 m/s Section 0,018908326 m <sup>2</sup> Célérité a 396,5169419 m/s B 46,75073393 m Hmax 231,8627339 m Hmin 138,3612661 m periode θ 6,797691889 s H0 195,112 m PDC δ 11,20160126 m a/g 40,41966788 s		<b>Données du Réservoir d'ai</b> Volume U 0,5 m <sup>3</sup> K PDC entr 40,71 Vf <sup>2</sup> K PDC sort 11,68 Vf <sup>2</sup> Expositant 1,2	
<b>Résultats des variations du volume d'ai</b> Umax 0,59823332 m <sup>3</sup> Umin 0,49880558 m <sup>3</sup>		<b>Pression de l'ai</b> pres. air Z 89,8032109 IU <sup>a</sup>		<b>Résultats des pression</b> Surpression 11,5507758 m Dépression 30,368113 m	

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -> Δh -> δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,5	206,313601	0	206,3136013	11,2016013	195,112	1,156633302	0	0	f
6,79769189	0,09823332	0,59823332	166,359323	1,61543647	164,743887	1,36982802	163,374059	0,371422966	0,76426551	0,37189772	-0,000474757
13,5953838	-0,01371031	0,58452301	171,0527	13,9430839	184,9957838	3,17201151	188,1677953	-0,585589987	-0,10666768	-0,58523308	-0,000356902
20,3930757	-0,06630664	0,51821637	197,64167	8,11647776	205,7581482	1,9219092	207,6800574	-0,446453448	-0,5158726	-0,44651212	5,86707E-05
27,1907676	-0,01941078	0,49880558	206,906577	0,24380135	206,6627758	0,23778533	206,4249904	0,144373967	-0,15101791	0,14447631	-0,000102341
33,9884594	0,02972294	0,52852853	193,023304	1,18126853	191,8420359	1,025143	190,8168929	0,317999425	0,23124759	0,31801887	-1,94499E-05
40,7861513	0,01843023	0,54695875	185,244948	0,03973219	185,2846804	0,01394647	185,2986269	-0,031050456	0,14338909	-0,0312407	0,00019024
47,5838432	-0,01809178	0,52886698	192,875083	2,54989668	195,4249793	0,65780683	196,0827862	-0,249819868	-0,14075591	-0,25027112	0,000451254
54,3815351	-0,01964505	0,50922193	201,838191	0,12499014	201,9631813	0,0403056	202,0034869	-0,055303844	-0,15284051	-0,05540989	0,00010605
61,179227	0,00770176	0,51692369	198,234913	0,3587262	197,8761864	0,34001669	197,5361697	0,175169515	0,05992048	0,17525085	-8,13316E-05
67,9769189	0,01813749	0,53506118	190,198784	0,13365498	190,0651295	0,1362862	189,9288433	0,106910988	0,14111155	0,10697226	-6,12682E-05
74,7746108	-0,00069154	0,53436964	190,494191	0,56428134	191,0584724	0,16275842	191,2212309	-0,117581847	-0,00538025	-0,11773275	0,000150904
81,5723027	-0,01598661	0,51838303	197,56542	0,69886094	198,2642814	0,19841035	198,4626918	-0,130943594	-0,12437747	-0,13102218	7,85898E-05
88,3699946	-0,00446548	0,51391755	199,627206	0,0442318	199,5829737	0,04894855	199,5340252	0,061356773	-0,03474191	0,06153835	-0,000181582
95,1676865	0,01246397	0,52638152	193,968455	0,2047587	193,7636967	0,20230194	193,5613948	0,132396939	0,09697097	0,13240359	-6,6525E-06

Sur le diagramme de BERGERON H=f(v), on mène une horizontale H<sub>0</sub>=195,11 m correspondant au régime normal (Figure (V-17)).



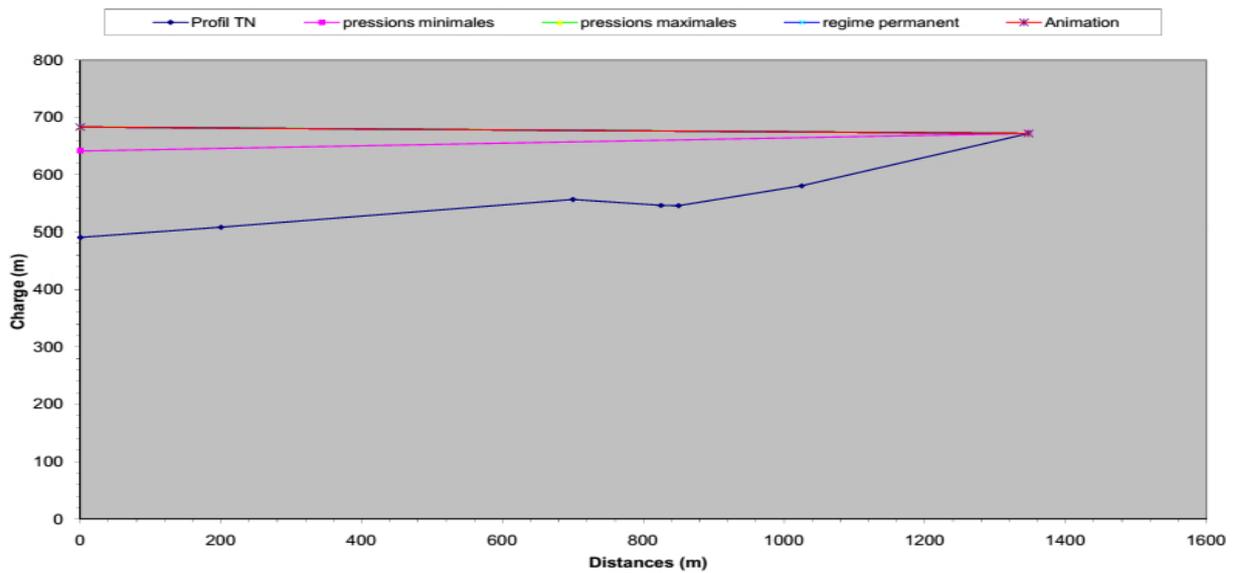
**Figure (V-17) : Epure de BERGERON pour le tronçon NSR2-R5**

### ❖ Interprétation des résultats

D'après la figure (V-6) et la figure (V-17), on déduit que :

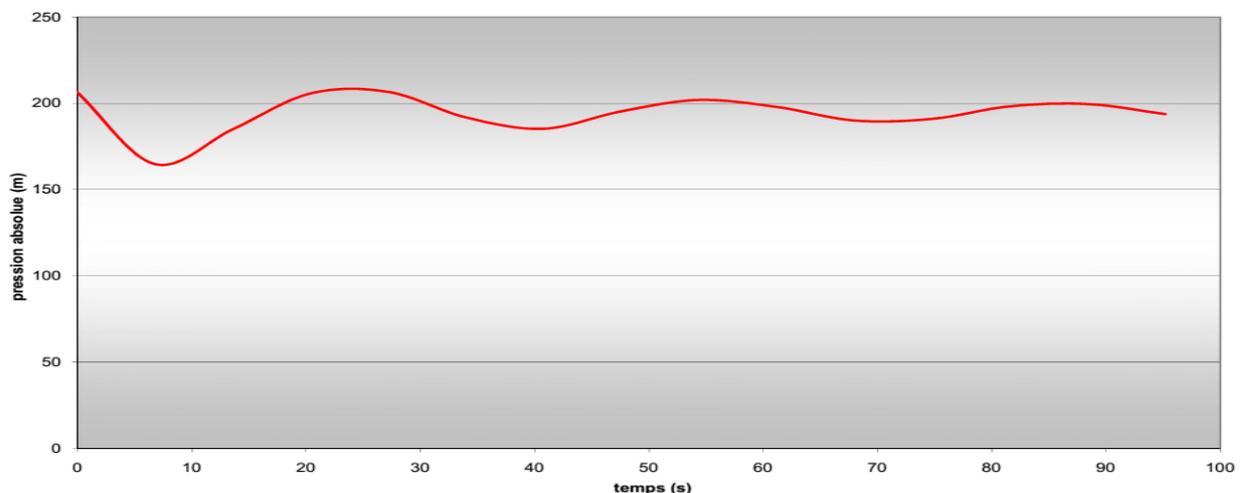
- Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de 30,368 m. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de  $U_{\min}=0,499 \text{ m}^3$
- Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de 11,551 m. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de  $U_{\max}=0,598 \text{ m}^3$

Le rapport des pressions en régime permanent et transitoire est représenté dans la figure (V-18) ci-dessous.



**Figure (V-18) :** Rapport des pressions en régime permanent et transitoire (NSR2-R5)

La figure (V-19) montre clairement que le front d'onde se dissipe progressivement, ainsi un amortissement du phénomène est observé tout en protégeant la conduite.



**Figure (V-19) :** Variation de la pression absolue en fonction du temps du tronçon NSR2-R5

### ❖ Dimensionnement du réservoir d'air

Afin qu'il reste encore de l'eau dans le réservoir, on va majorer ce volume d'air de 20 %, donc le volume du réservoir sera de :

$$U = 1,2 \times U_{\max}$$

$$U = 1,2 \times 0,598 = 0,72 \text{ m}^3$$

Finalement on optera pour un réservoir anti-bélier d'une capacité de : **U = 800 l.**

### V-5-2- Protection du tronçon gravitaire

En régime permanent, la vitesse du fluide dans la conduite ainsi que la ligne d'eau restent constantes. Cependant, le régime transitoire (non permanent) débute à partir du moment où un employé manœuvre la vanne pour faire des modifications dans son ouverture. Cette manœuvre engendre une modification du débit avec naissance à la vanne d'une onde de pression. La canalisation va subir des alternances de surpressions et de dépressions jusqu'à ce que le phénomène soit amorti par les pertes de charge [11].

La valeur maximale de la surpression est donnée par la formule de MICHAUD (V-5)  $B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T}$ , si la fermeture est supposée linéaire pendant une durée supérieure à un aller et retour d'onde  $\frac{2 \times L}{a}$ .

Mais dans la pratique, la fermeture de la vanne ne peut pas faire varier la section de passage du fluide linéairement, puisque dans la fin de fermeture, les pertes de charge sont plus importantes.

Dans notre cas, nous utilisons des vannes pour limiter les dépressions et les surpressions.

#### ➤ Tronçon R3-NSR2

Les valeurs des surpressions et dépressions sont mentionnées dans le tableau (V-7) ci-après.

*Tableau (V-7) : Calcul du coup de bélier pour le tronçon (R3-NSR2)*

Tronçon	$D_{EXT}$ (mm)	e (mm)	$V_0$ (m/s)	$H_g$ (m)	$H_0$ (m)	a (m/s)	B (m)	$H_s$ (m)	$H_d$ (m)	T (s)	PNS (bar)
<b>R3-NSR2</b>	160	9,5	1,401	71,87	81,87	276,69	39,51	121,38	42,35	<b>13,61</b>	<b>10</b>

Le temps de fermeture est presque **14 s**, donc on doit le varier, jusqu'à ce que la pression maximale diminue moins de 100 m, le calcul de ce temps nécessaire pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (V-8) suivant :

**Tableau (V-8):** Calcul du coup de bélier dans le système après le temps de fermeture (R3-NSR2)

Tronçon	$D_{ext}$ (mm)	e (mm)	$V_0$ (m/s)	Hg (m)	$H_0$ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	T (s)
<b>R3-NSR2</b>	160	9,5	1,401	71,87	81,87	276,69	17,93	99,80	63,94	<b>30</b>

Les valeurs du coup de bélier seront vérifiées en surpression, si le temps de fermeture de la vanne se fait en **30 secondes**.

## V-6- Pose des conduites

Le rôle de la conduite est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux différents effets comme la charge, le mouvement du sol, la température, ...etc.

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

### V-6-1- Exécution et aménagement de la tranchée

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes (Figure (V-20)) [10]:

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol ;
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite ;
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharges et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0,8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le fond de la fouille doit être vidé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.

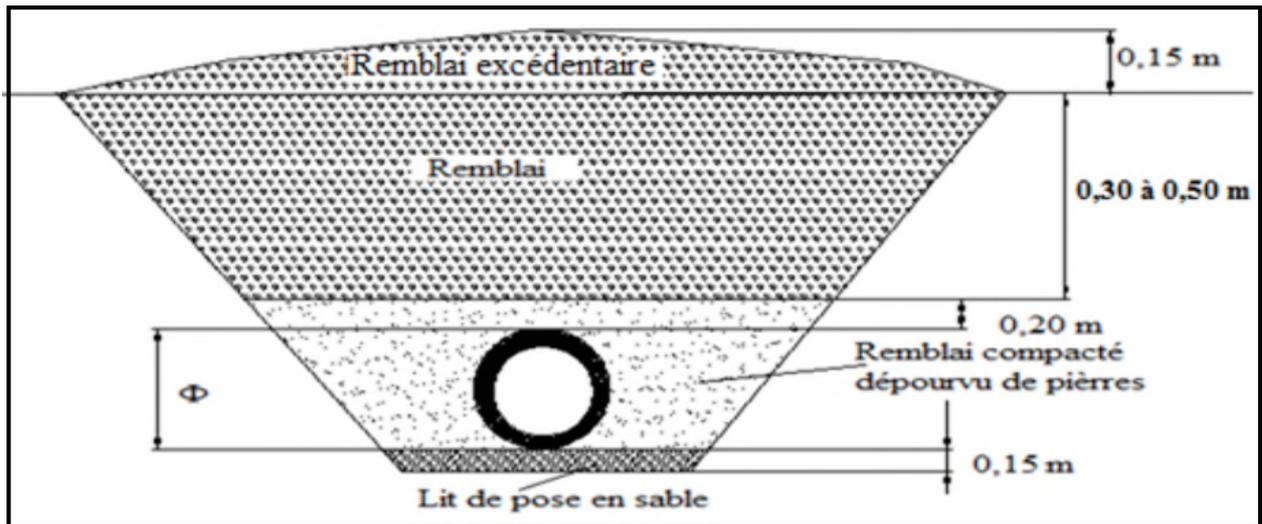


Figure (V-20) : Coupe transversale d'une fouille

### V-6-2- Essai de pression

Avant de remblayer la tranchée, on effectue un essai de pression à l'aide d'une pompe d'épreuve. Cet essai s'effectue par tronçons plus ou moins longs suivant les circonstances. La conduite est alors remplie d'eau en lui appliquant une pression de telle sorte qu'on dépasse la pression à laquelle la conduite sera soumise avec une majoration de 50%. La durée de l'épreuve est d'au moins 30 min. La variation de la pression ne doit pas être supérieure à 0.2 bar.

### V-6-3- Le remblayage

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le milieu dans lequel il s'expose en contact direct avec la conduite. Il doit être bien soigné, bien fait et bien choisi. Un remblai bien fait augmente la résistance aux charges extérieures et intérieures de la conduite. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, bien damée pour éviter tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite. Dans certains cas on se trouve exposé à des terrains agressifs, cela nous pousse à utiliser des remblais en terres chimiquement neutres.

### V-6-4- Stabilisation des conduites

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue :

- Butée sur un branchement (Figure (V-21)) ;
- Butée sur un coude horizontal (Figure (V-22)) ;
- Butée sur un coude vertical (Figure (V-23)) ;
- Butée sur un cône (Figure (V-24)).

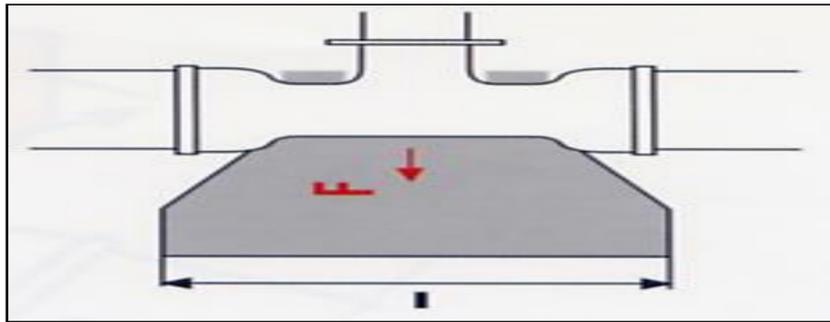


Figure (V-21) : Butée sur un branchement

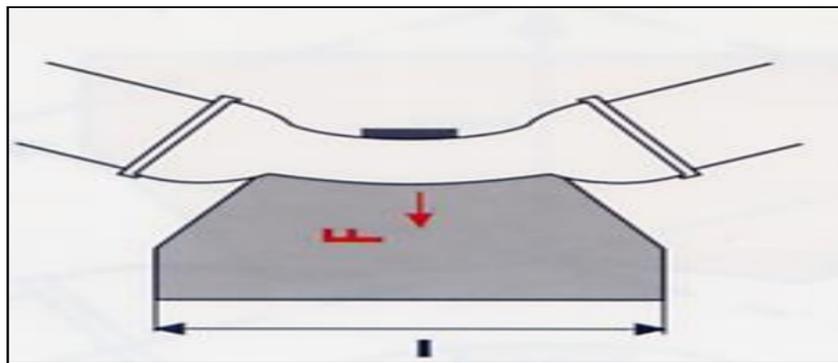


Figure (V-22) : Butée sur un coude horizontal

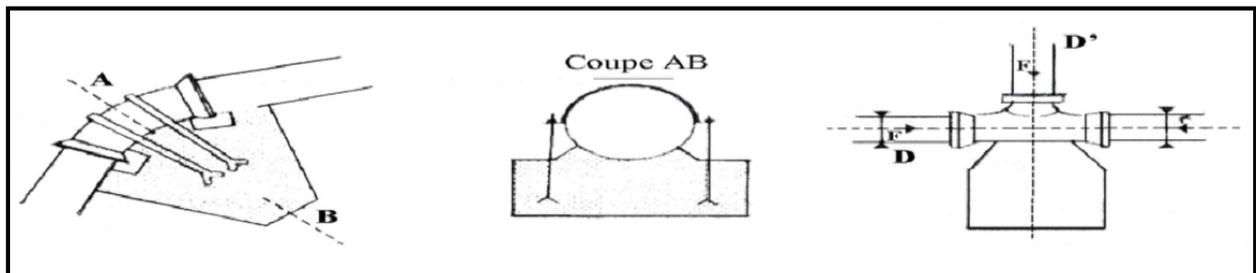


Figure (V-23) : Butée sur un coude vertical

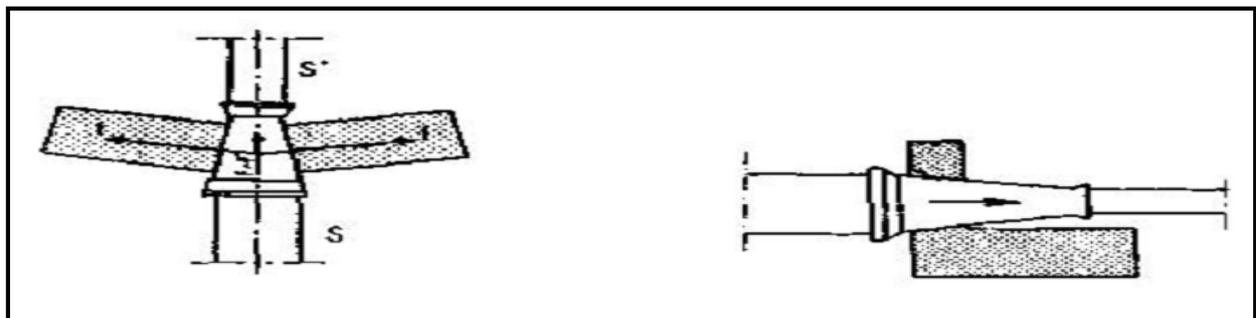


Figure (V-24) : Butée sur un cône

### V-6-5- Traversée des points spéciaux

Pendant l'exécution des travaux de terrassement on ne se trouve dans pas mal de cas obligé de traverser des points spéciaux : route, chemin de fer ou rivière.

#### V-6-5-1- Traversée d'une route

A cause des différentes charges à supporter qui peuvent provoquer des ruptures au niveau des conduites, et par conséquent des infiltrations nuisibles, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite). Pour protéger la canalisation des chocs et vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée (Figure (V-25)).

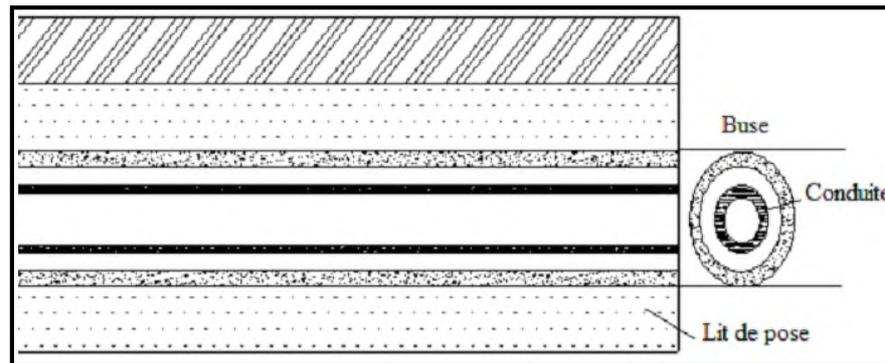


Figure (V-25) : Traversée d'une route

#### V-6-5-2- Traversée d'une rivière ou d'un oued

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose des conduites qui traversent une rivière demande certains travaux confortatifs, on peut trouver deux cas :

- L'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.
- Dans le cas où le pont route n'existe pas, la canalisation suivra le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux), on utilise des conduites de diamètre supérieur ou des gravillons sur les deux cotés de la canalisation (Figure (V-26)).

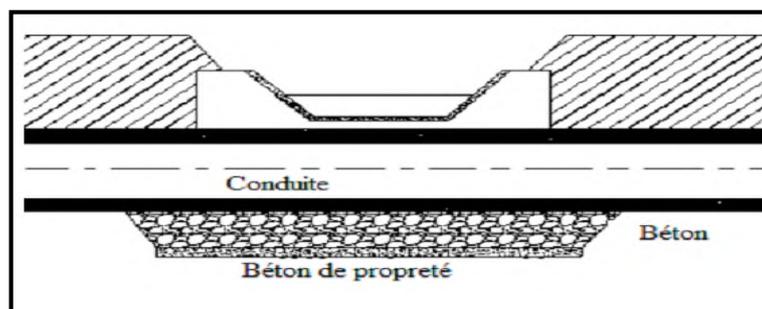


Figure (V-26) : Traversée d'une rivière ou d'un Oued

### ***V-6-5-3- Pose en élévation***

Elle doit être précédée d'un nettoyage et d'un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une vidange souvent insuffisant ou un rinçage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique.

### ***V-6-5-4- Désinfection des conduites***

Après l'achèvement des travaux de pose des conduites, la livraison de l'eau au consommateur ne peut se faire qu'après une désinfection totale du réseau. Cette opération peut s'effectuer, soit au chlore ou au permanganate de potassium. Après la désinfection, nous procéderons au rinçage de la conduite avec de l'eau claire.

## **V-7- Conclusion**

D'après les résultats obtenus, nous constatons que les valeurs des surpressions sont très importantes, la protection contre celle-ci se fera par les réservoirs d'air pour les conduites de refoulement placé juste à la sortie des stations de pompes (NSR1), (R1), (R2), (R3) et (NSR2). Cinq réservoirs d'air ont été dimensionnés ayant des capacités respectives de 1400, 1500, 1500, 200 et 800 litres. Ainsi que l'utilisation d'une vanne à fermeture lente pour le tronçon gravitaire (R3-NSR2) (Temps de fermeture de 30 secondes).

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, cette pose doit se faire d'une manière à assurer l'étanchéité des joints ainsi que l'équilibre des tuyaux.

***Chapitre VI***  
***Distribution***

## **VI-1- Introduction**

Le réseau de distribution est l'ensemble des canalisations qui font suite au réservoir. Son objectif est d'assurer l'alimentation en eau de toutes les habitations dans des conditions économiques optimales.

Dans ce présent chapitre, on s'intéressera au dimensionnement du réseau de distribution de l'un des villages de Tizi Ajissa, en l'occurrence celui de Taourirt.

## **VI-2- Classification des réseaux de distribution**

Les deux principales classifications des réseaux de distribution sont [5] :

### **VI-2-1- La classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération**

#### ***VI-2-1-1- Réseau unique***

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté on peut utiliser juste un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions).

#### ***VI-2-1-2- Réseau en zones étagées***

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

### **VI-2-2- Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau**

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

#### ***VI-2-2-1- Réseau ramifié***

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

#### ***VI-2-2-2- Réseau maillé***

Permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet l'isolement du tronçon et la poursuite de l'alimentation en aval.

Il est plus coûteux, mais préférable au réseau ramifié, pour sa commodité et la sécurité qu'il procure.

### **VI-2-2-3- Réseau mixte**

Un réseau est dit mixte (ramifié et maillé), lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et d'une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramifications issues des mailles.

Vu que le village de Taourirt est du type rural, on opte pour un réseau ramifié.

## **VI-3- Description du réseau de distribution**

La distribution se fera entièrement par gravité à partir du réservoir « Aourir » situé à une côte de 672 m et le point le plus éloigné situé à une côte de 602 m. Le réseau est de type ramifié.

## **VI-4- Les principes du tracé du réseau**

Les principes du tracé d'un réseau sont les suivants :

- Fonctionnement hydraulique simple et efficace.
- Continuité du service en évitant la création de points de faiblesse ou en prévoyant des alternatives en cas de rupture.
- Optimisation de la longueur du réseau par le choix des rues devant recevoir les conduites et le choix de leur emplacement dans les rues.
- Equipement minimum afin de faciliter la maîtrise du réseau et son entretien : vannes vidange, ventouses, .....etc.

Le tracé du réseau de distribution de la zone d'étude est illustré dans la figure (VI-1).

## **VI-5- Choix du type de conduites**

Le choix est fondé sur des critères d'ordre technique et économique : le diamètre, la pression de service, la durée de vie, les conditions de pose et de transport, le prix et la disponibilité sur le marché (Annexe(4)) [7].

Dans le présent projet, le Polyéthylène Haute Densité (PEHD PN10) répond aux objectifs recherchés.

## **VI-6- Exigences du réseau de distribution**

Pour qu'un réseau soit performant, il faut que [5] :

- La pression soit supérieure à 1 bar.
- Sur la totalité du réseau, la pression maximale régnant ne doit en aucun cas dépasser les 6 bars (60 m), ceci provoquera des désordres ; à l'occasion, on peut prévoir une distribution étagée ou installer des réducteurs de pression.

- Les vitesses doivent être entre 0,5 et 1,5 m/s.
- Les diamètres doivent permettre l'écoulement des débits de pointe.

La détermination des débits dans un réseau de distribution s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- On calcule les débits en route pendant les heures considérées.
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route.
- Ayant le débit spécifique ; on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

## **VI-7- Modélisation et simulation du réseau**

Suite à l'essor qu'ont connus les mathématiques appliquées et l'informatique en parallèle, plusieurs logiciels ont été développés dans le but de subvenir aux besoins des ingénieurs et concepteurs dans le domaine de l'hydraulique, capables de faire des simulations et des calculs fastidieux en un temps record. Nous citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU et celui que nous avons utilisé EPANET [13].

### **VI-7-1- Présentation du logiciel EPANET**

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Il calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

### **VI-7-2- Utilisation du logiciel EPANET**

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistré dans un fichier avec un format texte Métafichier ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

### **VI-7-3- 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.

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazan- Williams, Darcy-Weisbach et Chézy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés,...etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt,...etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

Dans le présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données du réseau.

#### ***VI-7-3-1- Au niveau des nœuds***

Elles sont :

- L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence ;
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

#### ***VI-7-3-2- Au niveau des arcs***

Elles sont :

- Le nœud initial et final ;
- Le diamètre ;
- La longueur ;
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).

#### ***VI-7-3-3- Au niveau des réservoirs***

Elles sont :

- L'altitude du radier ;
- Le diamètre ;
- Le niveau initial, minimal et maximal d'eau.

## VI-8- Calcul hydraulique

### VI-8-1- Les pertes de charge

Les pertes de charge se calculent par la formule de Darcy- WEISBACH suivante :

Avec :

$$j = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (\text{VI-1})$$

Avec :

- J : Pertes de charge (m).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- $\lambda$  : Coefficient de frottements de DARCY. Il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de la rugosité relative (K/D) des parois de la conduite.

$\lambda$  se calcule par la formule de **COLEBROOK** ci après :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{\text{Re}\sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{VI-2})$$

Avec :

- Re : Nombre de Reynolds.

### VI-8-2- Calcul de la pression

Le réseau doit être dimensionné de façon à satisfaire une pression au sol minimale de 10 m .La détermination de cette pression de service en un nœud quelconque, est obtenue à partir de la cote piézométrique de ce nœud diminuée de ça cote du terrain naturel :

$$P_i = C_{Pi} - CTN_i \quad (\text{VI-3})$$

Avec :

- $P_i$  : Pression au sol du nœud considéré (m) ;
- $C_{pi}$  : Cote piézométrique du nœud considéré (m) ;
- $CTN_i$  : Cote du terrain naturel du nœud considéré (m).

La cote piézométrique d'un nœud se détermine par la relation suivante :

$$C_{p_{i-1}} = C_{p_i} - \Delta H_i \quad (\text{VI-4})$$

Avec :

- $C_{pi}$  : Cote piézométrique du nœud (i) ;
- $C_{pi-1}$  : Cote piézométrique du nœud (i-1) ;

- $\Delta H_i$  : Perte de charge du tronçon (i)-(i-1).

### VI-8-3- Calcul de la vitesse

La vitesse est donnée par la formule :

$$V = 4 Q_{nd} / \pi D^2 \quad (\text{VI-5})$$

Avec :

- $Q_{nd}$  : Débit au nœud ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;
- $D$  : Diamètre de la conduite (m).

### VI-8-4- Calcul du diamètre des conduites

Le diamètre de chaque conduite est déterminé en fonction de leurs débits de calcul. En fixant une vitesse moyenne comprise entre 0,5 à 1,5 m/s, On utilise un abaque pour calculer les pertes dans les tuyaux d'adduction et de distribution d'eau en polyéthylène.

### VI-8-5- Calcul des débits

#### VI-8-5-1- Débit de pointe

Le débit de pointe ( $Q_{\text{pointe}}$ ) correspond à la consommation maximale horaire, avec lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution.

$$Q_{\text{pointe}} = K_{\text{maxh}} \times Q_{\text{maxj}} \quad (\text{VI-6})$$

Sachant que :

- $Q_{\text{pointe}}$  : Débit de pointe (l/s) ;
- $Q_{\text{maxj}}$  : Débit maximum journalier (l/s) ;
- $K_{\text{maxh}}$  : Coefficient de variation horaire maximale.

La valeur de  $K_{\text{maxh}}$  varie en fonction de  $\beta_{\text{max}}$  et  $\alpha_{\text{max}}$ , tel que :

$$K_{\text{maxh}} = \beta_{\text{max}} \times \alpha_{\text{max}} \quad (\text{VI-7})$$

Avec :

- $\alpha_{\text{max}}$  : 1,2 ÷ 1,4 ;
- $\beta_{\text{max}}$  : Dépend du nombre d'habitants.

Dans notre cas, le débit de pointe est :  $Q_{\text{pointe}} = 2,7192 \text{ l/s}$ .

### VI-8-5-2- Débit Spécifique

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins sont repartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique ( $Q_{spi}$ ), qui est égal à :

$$Q_{spi} = Q_{pointe} / \sum L_i \quad (VI-8)$$

Avec :

- $Q_{pointe}$ : Débit de pointe ;
- $\sum L_i$  : Somme des longueurs des tronçons.

Dans notre cas :

$$\sum L_i = 385 \text{ m.}$$

Alors :

$$Q_{spi} = 2,7192 / 385 \implies Q_{spi} = 0,7597 \text{ l/s/m.}$$

### VI-8-5-3- Débit de route

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{spi} \times L_{ij} \quad (VI-9)$$

Avec:

- $Q_r$ : Débit de route ;
- $Q_{spi}$ : Débit spécifique ;
- $L_{ij}$ : La longueur du tronçon considéré.

### VI-8-5-4- Débit du tronçon

Le débit que la conduite du réseau ramifié doit transiter afin de répondre à la demande de ses propres branchements a et d'en assurer celui demandé par les conduites (le débit aval).

$$Q_T = 0,55 \sum Q_r + \sum Q_{Aval} \quad (VI-10)$$

- $Q_T$ : Débit au nœud (le débit du calcul) (l/s) ;
- $\sum Q_r$ : Somme des débits en route autour du nœud considéré (l/s) ;
- $Q_{Aval}$ : Le débit qui est transité par la conduite (l/s) ;

## VI-9- Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau ramifié

### VI-9-1- Calcul manuel

Les résultats récapitulés dans le tableau ci-dessous représentent le calcul manuel des différentes caractéristiques hydrauliques du présent réseau de distribution (débit route, débit au nœud, la pression, ...etc), qu'on va comparer avec celles calculées par EPANET (Tableau (VI-1)).

*Tableau (VI-1) : Calcul des différentes caractéristiques hydrauliques du réseau de distribution*

Tronçon		Longueur (m)	CTN Aval	Débit route	Débit aval	Débit Tançons	D <sub>int</sub> (mm)	CTP amont(m)	CTP avale(m)	P(m)
Nœud Amont	Nœud Aval									
R	1	11	661	0	2,72	<b>2,72</b>	72,20	672,00	671,90	<b>10,90</b>
1	2	27	658	0	2,72	<b>2,72</b>	72,20	671,90	671,67	<b>13,67</b>
2	3	13	654	0	2,72	<b>2,72</b>	72,20	671,67	671,55	<b>17,55</b>
3	4	130	652	0	2,72	<b>2,72</b>	72,20	671,55	670,41	<b>18,41</b>
4	5	20	659	0	2,72	<b>2,72</b>	72,20	670,41	670,23	<b>11,23</b>
5	6	76	650	0	2,72	<b>2,72</b>	72,20	670,23	669,57	<b>19,57</b>
6	7	62	635	0	2,72	<b>2,72</b>	72,20	669,57	669,02	<b>34,02</b>
7	8	68	630	0	2,72	<b>2,72</b>	72,20	669,02	668,42	<b>38,42</b>
8	9	30	628	0,23	2,49	<b>2,62</b>	72,20	668,42	668,18	<b>40,18</b>
9	10	22	627	0,17	2,32	<b>2,42</b>	72,20	668,18	668,03	<b>41,03</b>
10	11	19	625	0,14	2,18	<b>2,26</b>	72,20	668,03	667,91	<b>42,91</b>
11	12	5	624,8	0,04	2,14	<b>2,16</b>	72,20	667,91	667,88	<b>43,08</b>
12	13	13	623	0,10	2,04	<b>2,10</b>	72,20	667,88	667,82	<b>44,82</b>
13	14	14	622,5	0,11	1,94	<b>2,00</b>	63,80	667,82	667,69	<b>45,19</b>
14	15	14	621,5	0,11	1,83	<b>1,89</b>	63,80	667,69	667,57	<b>46,07</b>
15	16	18	621	0,14	1,69	<b>1,77</b>	63,80	667,57	667,45	<b>46,45</b>
16	17	12	620	0,09	1,60	<b>1,65</b>	63,80	667,45	667,37	<b>47,37</b>
17	18	11	618	0,08	1,52	<b>1,57</b>	63,80	667,37	667,31	<b>49,31</b>
18	19	3	618,7	0,02	0,44	<b>0,45</b>	34,00	667,31	667,27	<b>48,57</b>
19	20	8	618	0,06	0,38	<b>0,41</b>	27,20	667,27	666,98	<b>48,98</b>
20	21	7	618,5	0,05	0,33	<b>0,36</b>	27,20	666,98	666,80	<b>48,30</b>
21	22	12	619	0,09	0,24	<b>0,29</b>	21,00	666,80	665,98	<b>46,98</b>
22	23	15	618	0,11	0,12	<b>0,18</b>	21,00	665,98	665,55	<b>47,55</b>
23	24	6	620	0,05	0,08	<b>0,10</b>	16,00	665,55	665,34	<b>45,34</b>
24	25	3	622	0,02	0,05	<b>0,07</b>	16,00	665,34	665,29	<b>43,29</b>
25	26	7	625	0,05	0,00	<b>0,03</b>	16,00	665,29	665,27	<b>40,27</b>
18	27	24	620	0,18	0,87	<b>0,97</b>	42,60	667,31	666,87	<b>46,87</b>
27	28	15	618,7	0,11	0,76	<b>0,82</b>	42,60	667,27	667,07	<b>48,37</b>
28	29	17	617,5	0,13	0,63	<b>0,70</b>	34,00	666,98	666,45	<b>48,95</b>
29	30	9	615	0,07	0,56	<b>0,60</b>	34,00	666,80	666,59	<b>51,59</b>

30	31	8	614	0,06	0,50	<b>0,53</b>	34,00	665,98	665,83	<b>51,83</b>
31	32	12	612	0,09	0,41	<b>0,46</b>	34,00	665,55	665,39	<b>53,39</b>
32	33	5	611,6	0,04	0,37	<b>0,39</b>	27,20	665,34	665,17	<b>53,57</b>
33	34	6	613	0,05	0,33	<b>0,35</b>	27,20	665,29	665,13	<b>52,13</b>
34	35	43	602	0,33	0,00	<b>0,18</b>	16,00	667,31	662,36	<b>60,36</b>

### VI-9-2- Calcul par logiciel EPANET

Après la saisie des données du réseau, la simulation peut être lancée dans cette étape grâce au moteur de calcul du logiciel EPANET. Le logiciel analyse le comportement de réseau dans les conditions requises et détermine les différents grandeurs hydrauliques à un instant donné qui implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et pertes de charge dans chaque arcs du réseau. Ce procédé est appelé équilibre hydraulique du réseau. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux (VI-2) et (VI-3) et les figures (VI-1) et (VI-2) ci-après.

*Tableau (VI-2) : Etat des arcs du réseau ramifié*

Désignation du tronçon	Longueur (m)	Diamètre (m)	Débit Tronçon (l/s)	Vitesse (m/s)	Pdc (m/km)
Tuyau 1	11	72,20	<b>2,72</b>	0,66	6,72
Tuyau 2	27	72,20	<b>2,72</b>	0,66	6,72
Tuyau 3	13	72,20	<b>2,72</b>	0,66	6,72
Tuyau 4	130	72,20	<b>2,72</b>	0,66	6,72
Tuyau 5	20	72,20	<b>2,72</b>	0,66	6,72
Tuyau 6	76	72,20	<b>2,72</b>	0,66	6,72
Tuyau 7	62	72,20	<b>2,72</b>	0,66	6,72
Tuyau 8	68	72,20	<b>2,72</b>	0,66	6,72
Tuyau 9	30	72,20	<b>2,6</b>	0,64	6,23
Tuyau 10	22	72,20	<b>2,41</b>	0,59	5,41
Tuyau 11	19	72,20	<b>2,25</b>	0,55	4,8
Tuyau 12	5	72,20	<b>2,16</b>	0,53	4,45
Tuyau 13	13	72,20	<b>2,09</b>	0,51	4,21
Tuyau 14	14	63,80	<b>1,99</b>	0,62	6,98
Tuyau 15	14	63,80	<b>1,88</b>	0,59	6,33
Tuyau 16	18	63,80	<b>1,76</b>	0,55	5,62
Tuyau 17	12	63,80	<b>1,65</b>	0,52	4,99
Tuyau 18	11	63,80	<b>1,56</b>	0,49	4,53
Tuyau 19	3	34,00	<b>0,54</b>	0,6	14,26
Tuyau 20	8	27,20	<b>0,5</b>	0,86	36,15
Tuyau 21	7	27,20	<b>0,44</b>	0,77	29,16
Tuyau 22	12	21,00	<b>0,37</b>	1,08	73,99
Tuyau 23	15	21,00	<b>0,27</b>	0,78	41,73
Tuyau 24	6	16,00	<b>0,19</b>	0,94	82,96
Tuyau 25	3	16,00	<b>0,16</b>	0,77	58,44
Tuyau 26	7	16,00	<b>0,12</b>	0,59	35,79
Tuyau 27	24	42,60	<b>0,96</b>	0,68	13,38
Tuyau 28	15	42,60	<b>0,82</b>	0,57	9,95
Tuyau 29	17	34,00	<b>0,7</b>	0,77	22,07
Tuyau 30	9	34,00	<b>0,6</b>	0,66	20,3

Tuyau 31	8	34,00	<b>0,53</b>	0,59	13,73
Tuyau 32	12	34,00	<b>0,46</b>	0,5	10,45
Tuyau 33	5	27,20	<b>0,39</b>	0,67	23,26
Tuyau 34	6	27,20	<b>0,35</b>	0,60	19,04
Tuyau 35	43	16,00	<b>0,16</b>	0,81	63,48

**Tableau (VI-3) : Etat des nœuds du réseau ramifié**

Désignation Des nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	661	0	672,43	<b>11,43</b>
Nœud 2	658	0	672,24	<b>14,24</b>
Nœud 3	654	0	672,16	<b>18,16</b>
Nœud 4	652	0	671,28	<b>19,28</b>
Nœud 5	659	0	671,15	<b>12,15</b>
Nœud 6	650	0	670,64	<b>20,64</b>
Nœud 7	635	0	670,22	<b>35,22</b>
Nœud 8	630	0,11	669,76	<b>39,76</b>
Nœud 9	628	0,2	669,58	<b>41,58</b>
Nœud 10	627	0,16	669,46	<b>42,46</b>
Nœud 11	625	0,09	669,37	<b>44,37</b>
Nœud 12	624,8	0,07	669,35	<b>44,55</b>
Nœud 13	623	0,1	669,29	<b>46,29</b>
Nœud 14	622,5	0,11	669,19	<b>46,69</b>
Nœud 15	621,5	0,12	669,1	<b>47,6</b>
Nœud 16	621	0,11	669	<b>48</b>
Nœud 17	620	0,09	668,94	<b>48,94</b>
Nœud 18	618	0,05	668,89	<b>50,89</b>
Nœud 19	618,7	0,04	668,85	<b>50,15</b>
Nœud 20	618	0,06	668,56	<b>50,56</b>
Nœud 21	618,5	0,07	668,36	<b>49,86</b>
Nœud 22	619	0,1	667,47	<b>48,47</b>
Nœud 23	618	0,08	666,84	<b>48,84</b>
Nœud 24	620	0,03	666,35	<b>46,35</b>
Nœud 25	622	0,04	666,17	<b>44,17</b>
Nœud 26	625	0,12	665,92	<b>40,92</b>
Nœud 27	620	0,15	668,57	<b>48,57</b>
Nœud 28	618,7	0,12	668,42	<b>49,72</b>
Nœud 29	617,5	0,1	668,05	<b>50,55</b>
Nœud 30	615	0,06	667,87	<b>52,87</b>
Nœud 31	614	0,08	667,76	<b>53,76</b>
Nœud 32	612	0,06	667,63	<b>55,63</b>
Nœud 33	611,6	0,04	667,51	<b>55,91</b>
Nœud 34	613	0,19	667,4	<b>54,4</b>
Nœud 35	602	0,16	664,67	<b>62,67</b>
Réservoir	672	Sans valeur	672,5	<b>0,5</b>

➤ **Interprétation des résultats obtenus par EPANET**

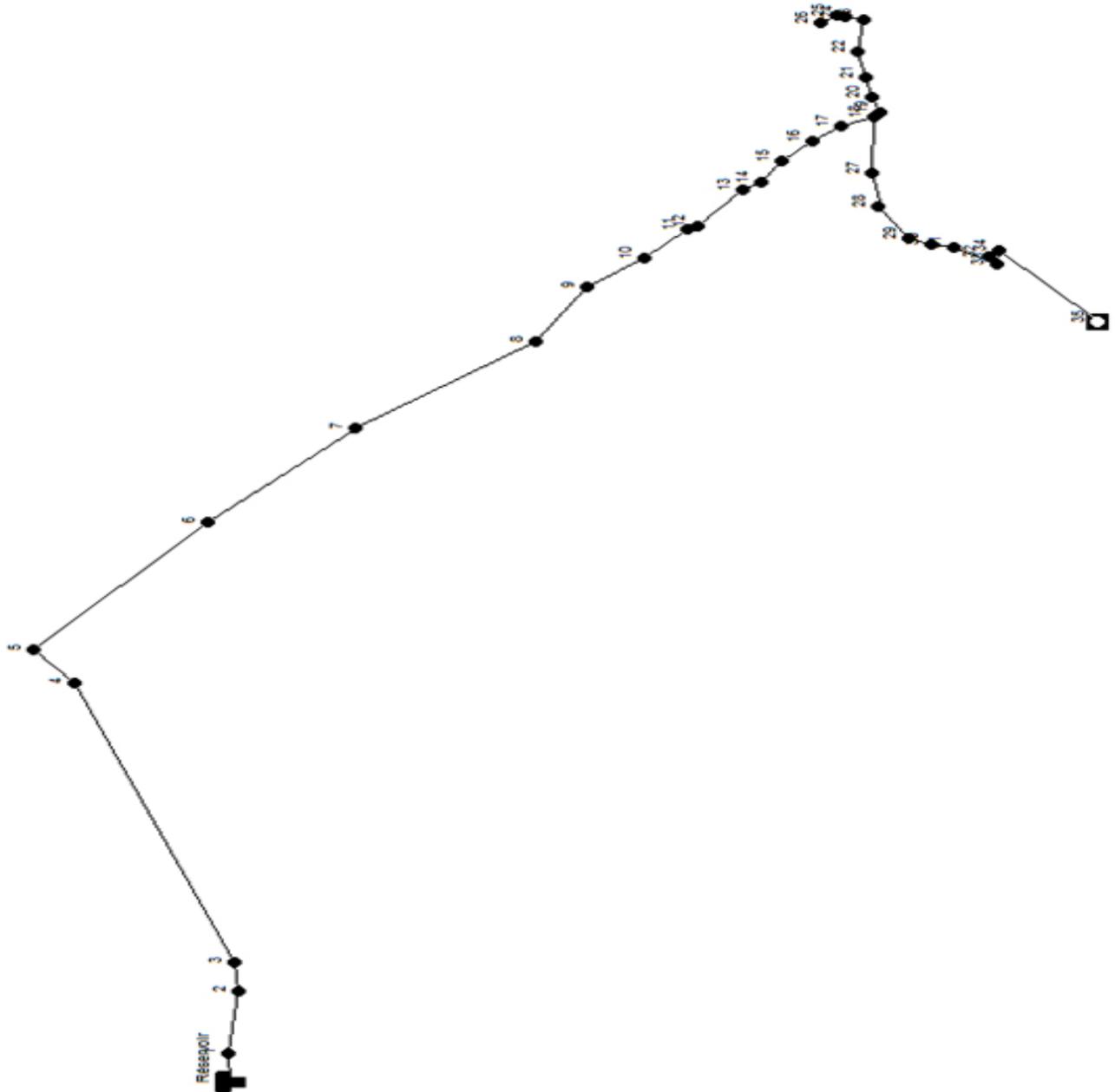
En vue de la bonne tenue de la canalisation et des joints, il faut que la vitesse soit entre 0,5 et 1,5 m/s et la pression entre 10 et 60 m afin d'éviter des désordres et les dysfonctionnements dans le réseau. Si néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il y'aurait lieu, en vue de les diminuer, de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression aux niveaux du tronçon 35.

➤ **Comparaison**

En comparant les résultats de pression et de débit obtenus manuellement et par logiciel EPANET, on remarque que les résultats sont presque proches.

## **VI-10- Conclusion**

La dernière étape de la conception du projet est la distribution. Le choix s'est porté sur un réseau ramifié, son dimensionnement a été établi manuellement et par le logiciel EPANET. La simulation du réseau a été effectuée sur 24 heures, les diamètres des canalisations varient entre 32, 40, 50, 63, 75 et 90 mm pour lesquels les vitesses d'écoulement sont dans les limites souhaitées.



*Figure (VI-1) : Le tracé du réseau ramifié avant la simulation*

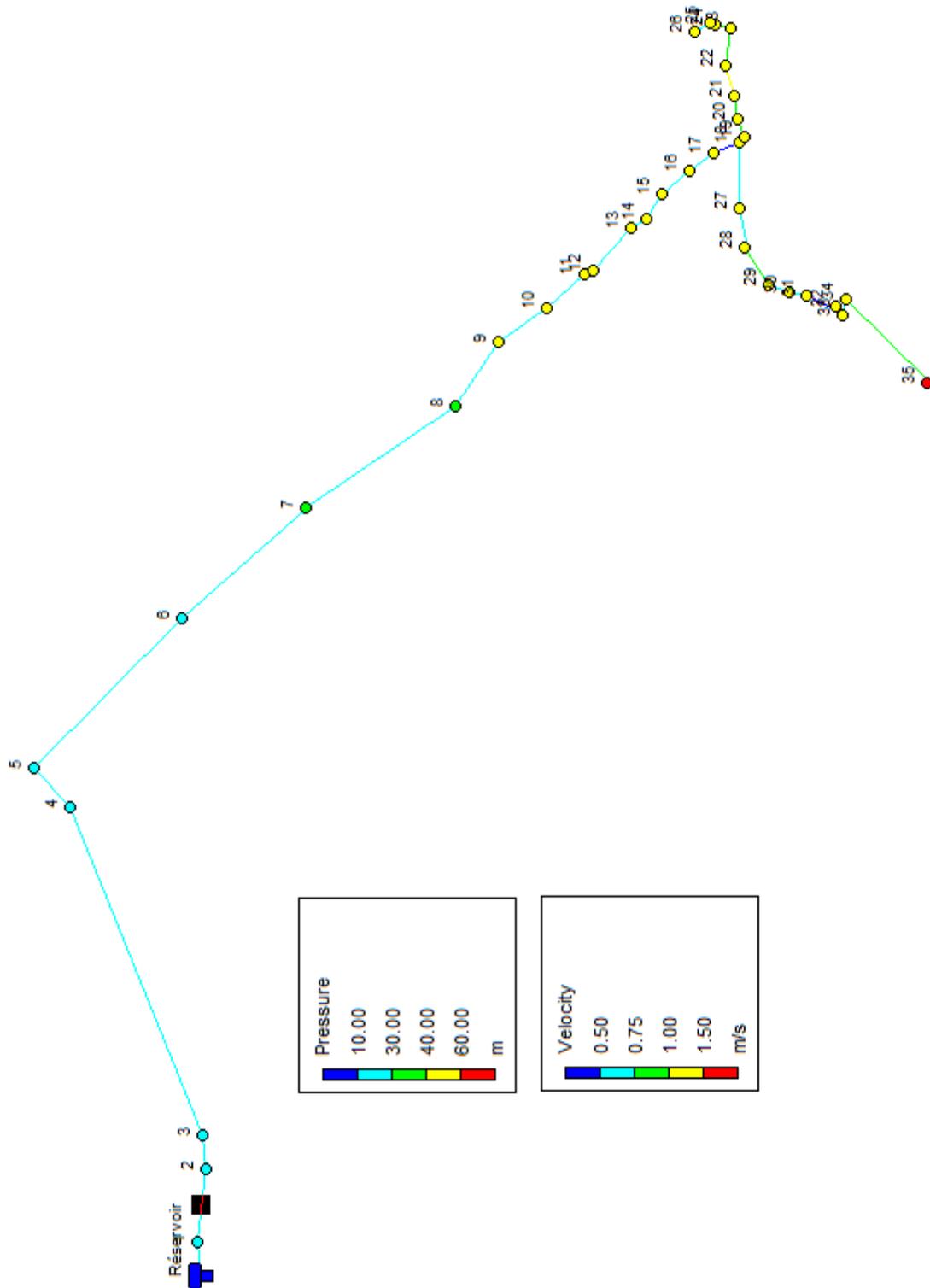


Figure (VI-2) : Le tracé du réseau ramifié après la simulation

# ***Conclusion générale***

## Conclusion générale

A travers de ce mémoire, nous avons traité une étude de renforcement de la zone de Tizi-Ajissa en eau potable à partir de la chaîne d'adduction de Semaoun, tout en vérifiant cette dernière là depuis le point de piquage du barrage du Tichi-haff.

Pour cela, nous avons collecté toutes les informations relatives à la zone d'étude pour déterminer les besoins en eau à l'horizon 2050, d'où la population est estimée à 23377 avec un total de consommation journalière de 5839,78 m<sup>3</sup> et un déficit de 1865,78 m<sup>3</sup>/j.

Le calcul des capacités des réservoirs montre la nécessité de projeter une station de reprise NSR1 d'une capacité de 1000 m<sup>3</sup> et deux réservoirs dans la chaîne existante de Semaoun pour les zones 1 et 3 d'une capacité de 50 m<sup>3</sup> et 225 m<sup>3</sup> respectivement, et également de renforcer la zone 5 (Tizi Adjissa) par un autre réservoir d'une capacité de 400 m<sup>3</sup> à l'intermédiaire d'une station de reprise NSR2 d'une capacité de 350 m<sup>3</sup>, et un autre réservoir pour la zone 4 (Atmos) d'une capacité de 200 m<sup>3</sup>.

Après, nous avons passé au dimensionnement des conduites d'adduction. Pour l'adduction par refoulement, nous avons utilisé le PEHD avec des diamètres économiques ayant des vitesses adéquates qui sont 315, 315, 250, 90 et 200 mm pour les tronçons R3- NSR2, R1-R2, R2-R3, R3-R4 et NSR2-R5 respectivement. Pour l'adduction gravitaire on a choisi aussi le PEHD avec un diamètre de 315 mm pour les tronçons CV-NSR1 et 160 mm pour le tronçon NSR2-R5 et nous les avons accompagnés avec des vannes papillons pour augmenter les pertes d'énergie en excès.

Ensuite, à l'aide du catalogue numérique des pompes CAPRARI, nous avons réalisé le choix des pompes adéquates au refoulement, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au consommateur, qui nous a donné cinq types de pompes pour les cinq stations de pompage, à savoir PM 125/ 2 D, PM 125/ 2 C, PM 100/ 4 A, HVU18 /8L+20, HV65 /3A+100.

Par la suite, nous avons vérifié le risque d'apparition du phénomène du coup de bélier. On a constaté que les valeurs de surpressions sont très importantes, la protection a été faite par les réservoirs d'air pour les conduites de refoulement et qui sont placés juste à la sortie des stations de pompage NSR1, R1, R2, R3 et NSR2 cinq réservoirs d'air d'une capacité de 1400, 1500, 1500, 200 et 800 litres respectivement ont été dimensionnés. L'utilisation d'une vanne à fermeture lente pour le tronçon gravitaire R3-NSR2 a été préconisée.

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, cette pose doit se faire d'une manière à assurer l'étanchéité des joints ainsi que l'équilibre des tuyaux.

La dernière étape de la conception du projet est la distribution. Le choix s'est porté sur un réseau ramifié du village Taourirt. Son dimensionnement a été fait manuellement et par le logiciel EPANET, les diamètres des canalisations varient entre 32, 40, 50, 63, 75 et 90 mm pour lesquels les vitesses d'écoulement sont dans les limites souhaitées.

Enfin, ce projet nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises dans le domaine d'hydraulique durant notre cycle de formation et nous comptons avoir répondu à l'objectif du projet et nous espérons que ce modeste travail servira pour les étudiants comme référence.

# ***Bibliographie***

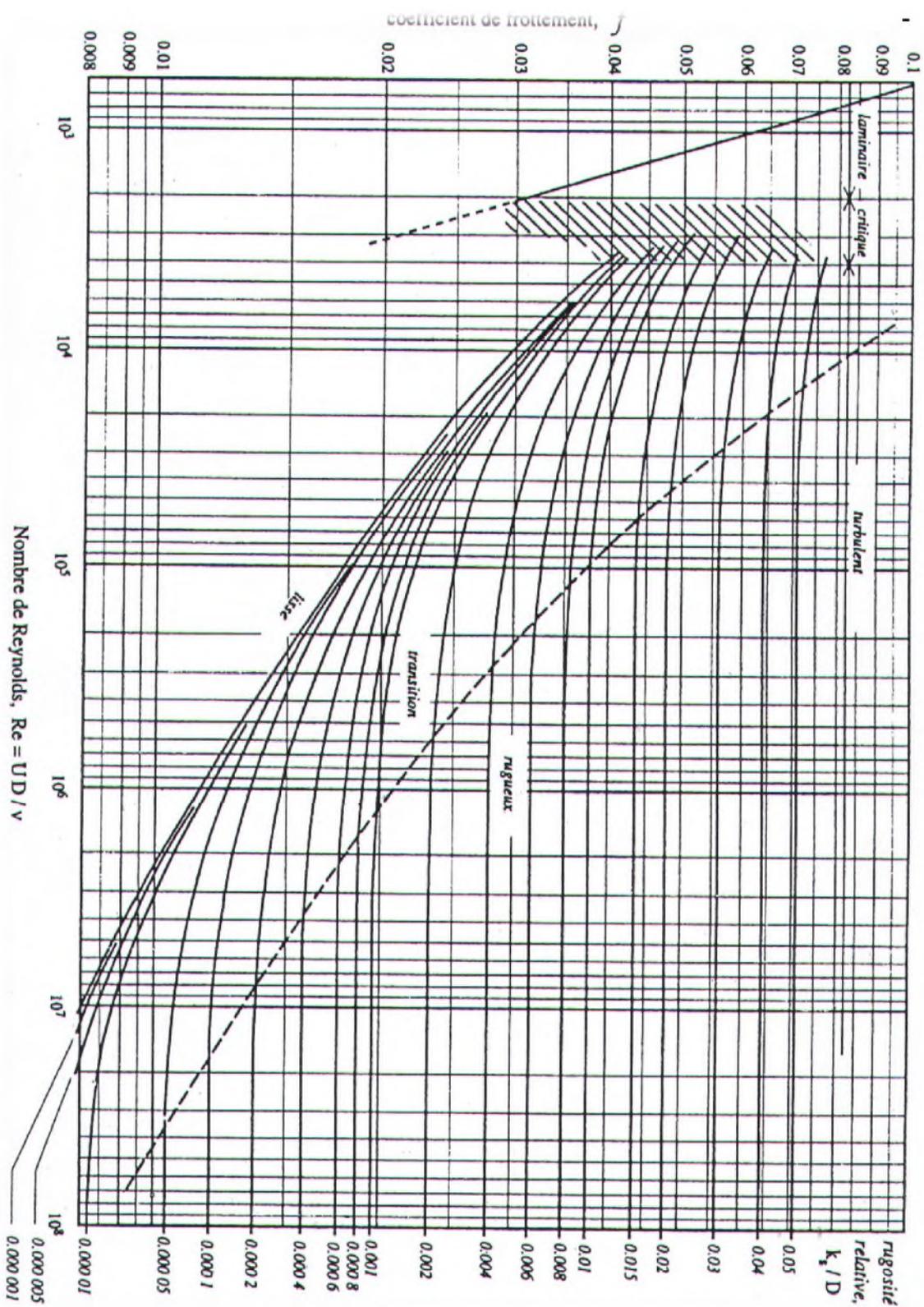
## Bibliographie

- [1] **P.D.A.U** :''Plan directeur d'Aménagement et d'Urbanisme Intercommunal''.
- [2] **Données recueillies auprès des services** de la subdivision d'Hydraulique d'Amizour (RGPH 2008, équipements existants, plan d'aménagement du territoire de la wilaya de Bejaia, normes de consommation, situation hydraulique actuelle).
- [3] **Valiron, F.** :''Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement, Tome 1 (Eau dans la ville, Alimentation en eau) ''.
- [4] **Bonvin, J.** :''Hydraulique urbaine'', Tome I. Version 2005.
- [5] **Dupont, A.** :''Hydraulique urbaine, Tome II : Ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux''. Edition EYROLLES, 1979.
- [6] **Hamani, S et Yahiaoui, S.** :''Alimentation en eau potable du centre d'El Ouricia, Wilaya de Sétif''. Projet de Fin d'Etudes, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2011.
- [7] **Catalogue STPM Chiali** :''Catalogue technique de PEHD''.
- [8] **Bonnin, J.** :''Aide mémoire d'Hydraulique Urbaine''. Collection de la direction des études de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, 216 pages, 1982.
- [9] **Astee** :''Les stations de pompage d'eau''. 6 ème édition Lavoisier, 2005.
- [10] **Hamdoui, 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 Tichi-Haff''. Projet de Fin d'Etude, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2010.
- [11] **YOUBI, S. et ALLOUNE, N.** :''Renforcement de l'A.E.P de la Rive gauche de la commune d'AMIZOUR Wilaya de Bejaia à partir du barrage de Tichi Haff''. Projet de Fin d'Etude, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2010.
- [12] **Carlier, M.** :''Hydraulique générale et appliquée'', Edition EYROLLES, Paris, 1972.
- [13] **Roman L.A.** :''Manuel de l'utilisateur'' EPANET.

# ***ANNEXES***

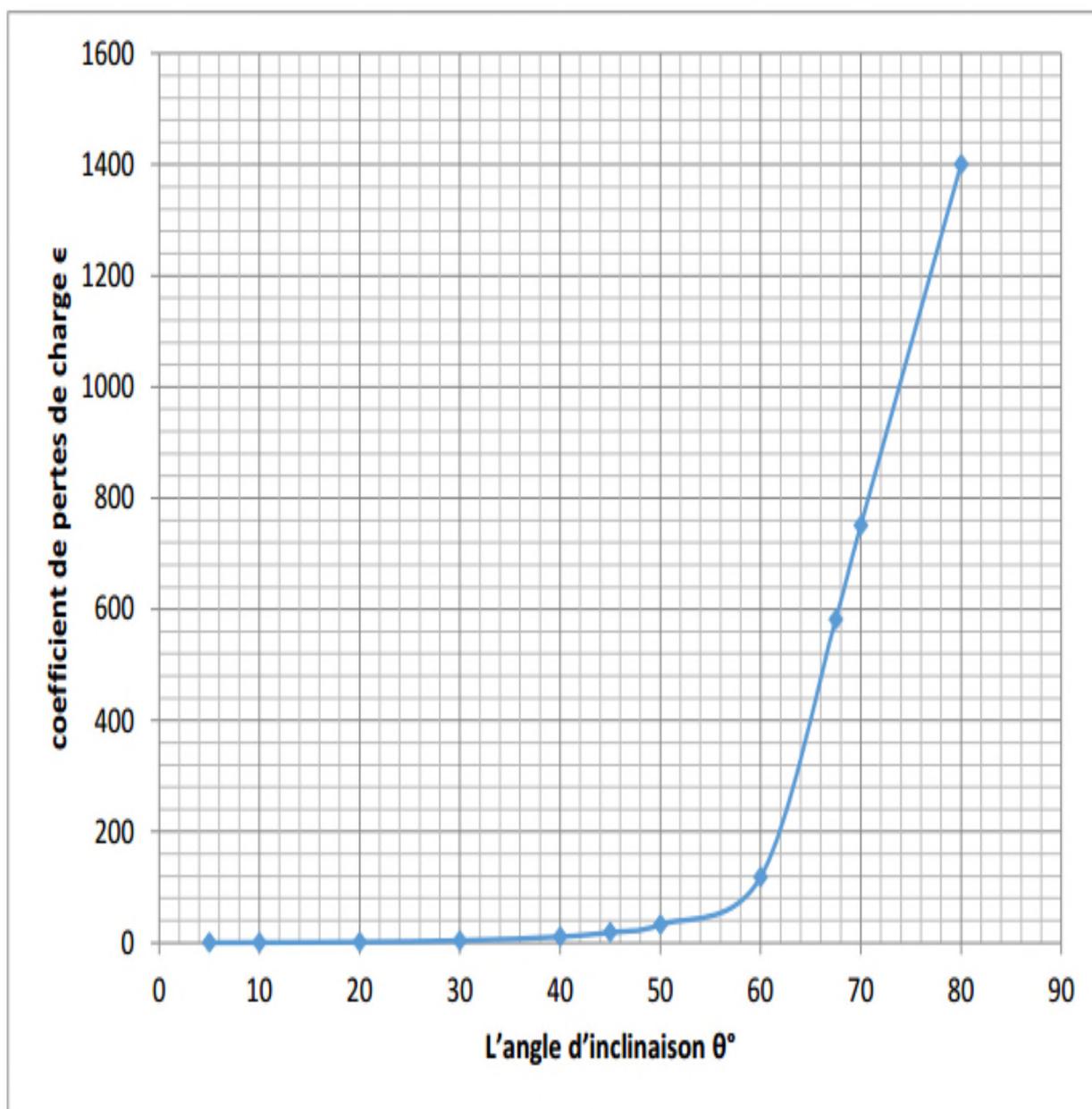


Annexe (2) : Abaque de Moody



*Annexe (3) : Evolution du coefficient de singularité  $\xi$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture*

Angle d'inclinaison du papillon $\theta$ (°)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
$\xi$	0,25	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400



*Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.*

*Annexe (4): Prix de revient des conduites PN 10, PN 16 et PN 20 (PEHD)*

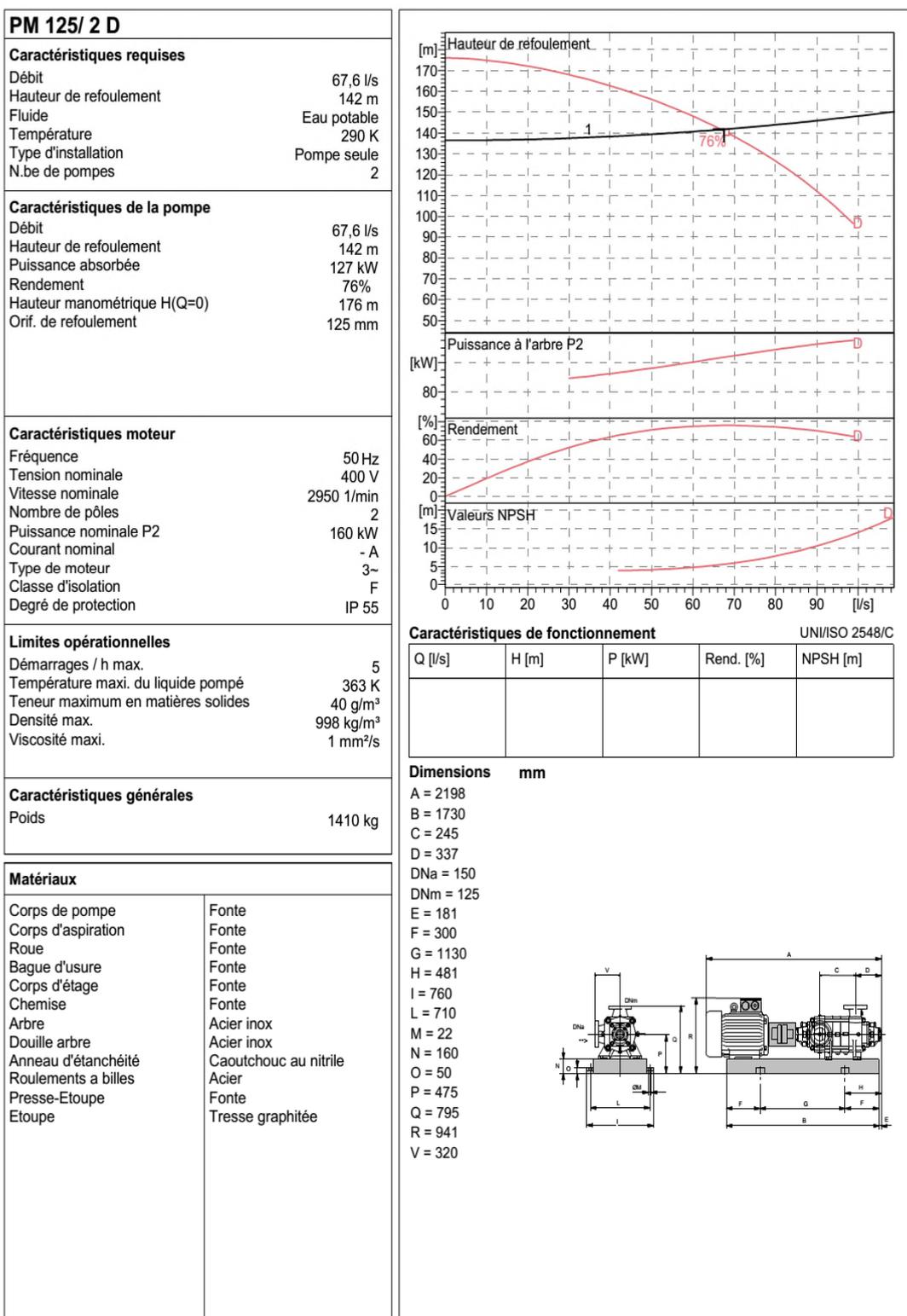
PN (bar)	Diamètre extérieur en mm	Epaisseur en mm	Prix de revient (DA/ml)
10	25	2,0	39,60
	32	2,4	61,54
	40	3,0	147,17
	50	3,7	232,79
	63	4,7	329,13
	75	5,6	392,5
	90	5,4	579,62
	110	6,6	738,42
	125	7,4	1209,38
	160	9,5	1892,38
	200	11,9	2937,81
	250	14,8	4684,62
	315	18,7	7516,57
	400	23,7	11724,57
500	29,7	11724,79	
630	37,4	17729,58	
16	25	3,0	56,20
	32	3,6	88,20
	40	4,5	136,47
	50	5,6	211,4
	63	7,1	337,16
	75	8,4	473,63
	90	8,2	571,69
	110	10,0	844,3
	125	11,4	1093,08
	160	14,6	1786,51
	200	18,2	2805,48
	250	22,7	4340,56
	315	28,6	6881,37
	400	36,3	11116,05
500	45,4	17335,76	
630	57,2	26341,10	
20	90	10,1	754,61
	110	12,3	1117,42
	125	14,0	1436,69
	160	17,9	2336,43
	200	22,4	3657,02
	250	27,9	5688,70
	315	35,2	8647,89
	400	44,7	13936,58
500	55,8	21737,75	

## Annexe(5): Les caractéristiques de la pompe NSR1-R1



Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001



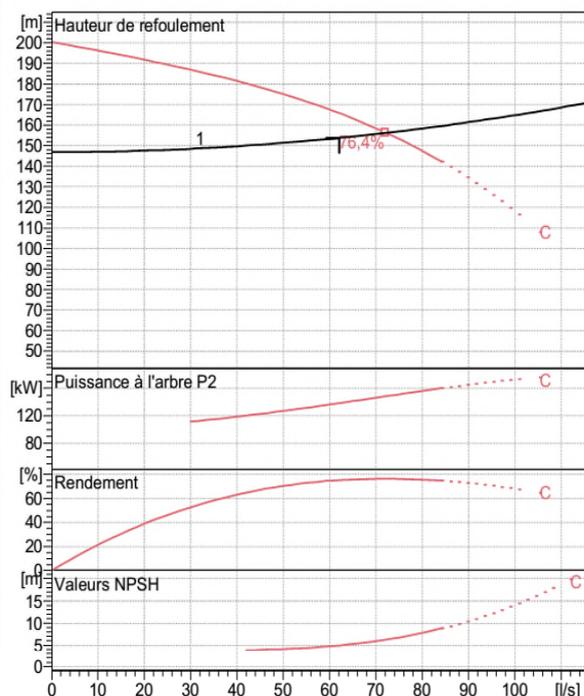
## Annexe(6): Les caractéristiques de la pompe R1-R2



Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

PM 125/ 2 C	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	62,1 l/s
Hauteur de refoulement	154 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	72,2 l/s
Hauteur de refoulement	156 m
Puissance absorbée	148 kW
Rendement	76,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	200 m
Orif. de refoulement	125 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	160 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	1410 kg
<b>Matériaux</b>	
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 a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

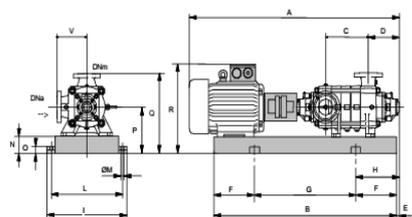


Caractéristiques de fonctionnement UN/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
61,1	167	138	74,9	4,87

## Dimensions mm

A = 2198  
B = 1730  
C = 245  
D = 337  
DNa = 150  
DNm = 125  
E = 181  
F = 300  
G = 1130  
H = 481  
I = 760  
L = 710  
M = 22  
N = 160  
O = 50  
P = 475  
Q = 795  
R = 941  
V = 320

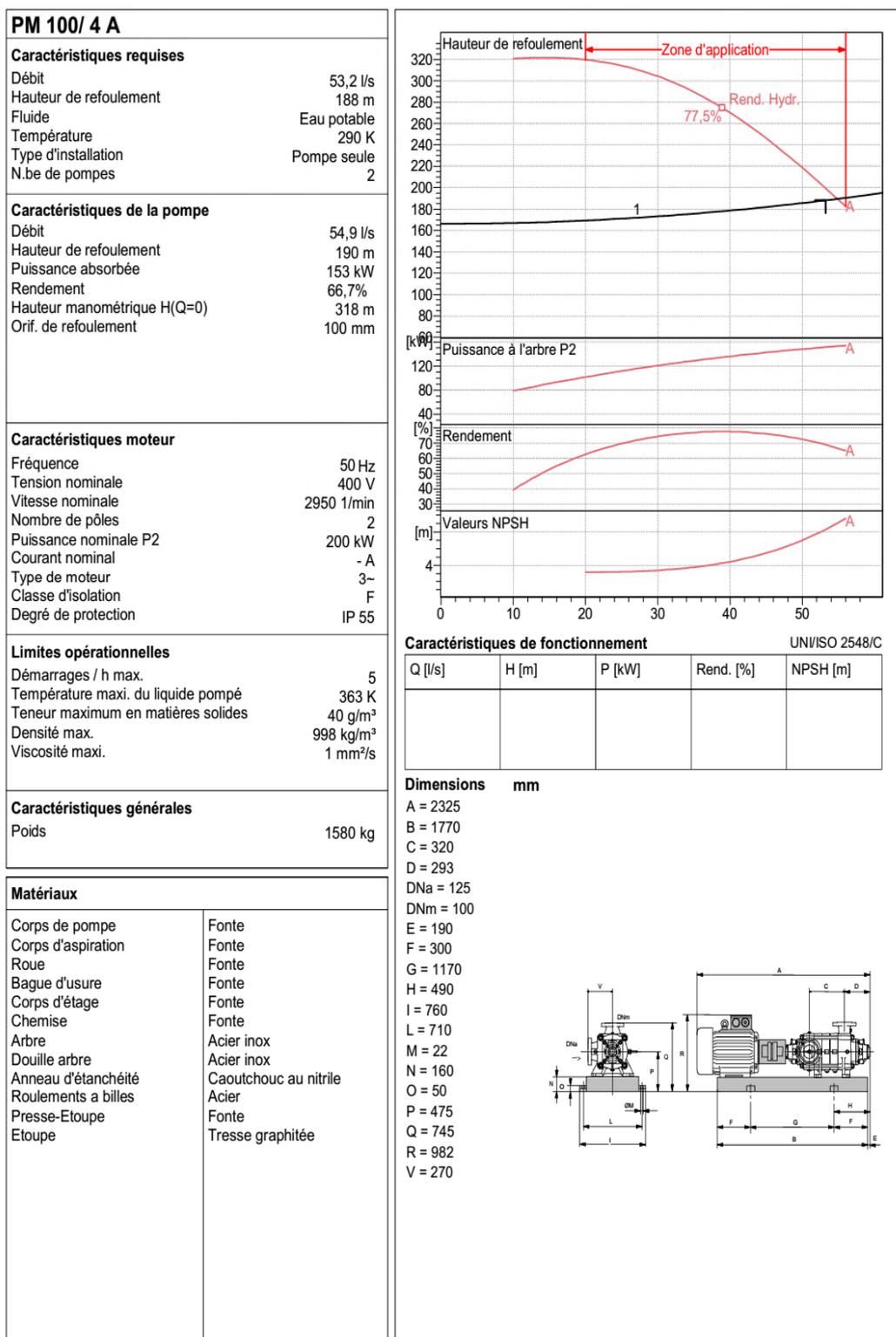


## Annexe(7): Les caractéristiques de la pompe R2-R3



Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001



Annexe(8): Les caractéristiques de la pompe R3-R4

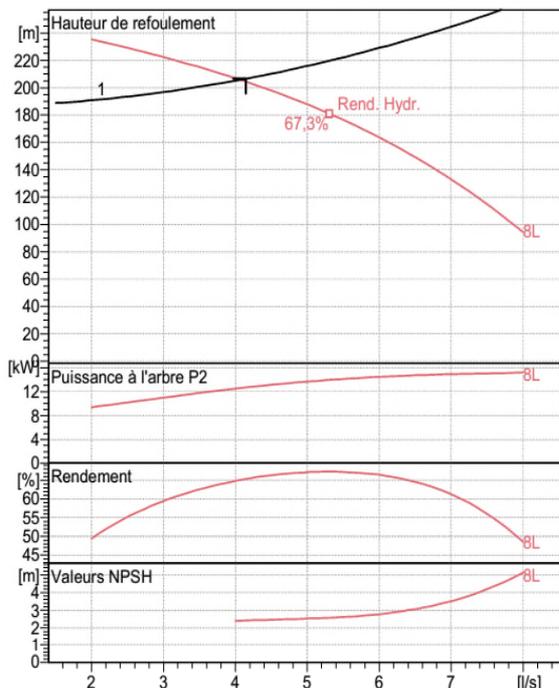


Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

<b>HVU18 /8L+20</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	4,15 l/s
Hauteur de refoulement	207 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	4,07 l/s
Hauteur de refoulement	206 m
Puissance absorbée	12,6 kW
Rendement	65,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	260 m
Orif. de refoulement	40 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	15 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	10
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	192 kg

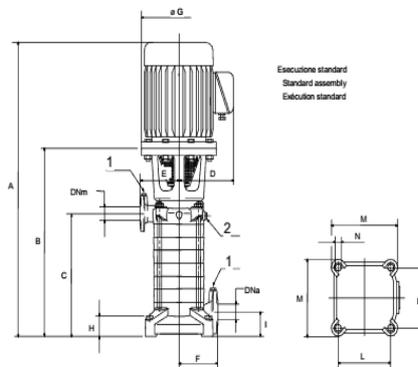
<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Lanterne de liaison	Fonte
Accouplement	Acier
Accouplement rigide	Fonte/Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



<b>Caractéristiques de fonctionnement</b>					UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	

**Dimensions mm**

- 1 = G3/8
- 2 = G3/8
- A = 1316
- B = 768
- C = 514
- D = 274
- E = 175
- F = 175
- G = 350
- H = 72
- I = 85
- L = 260
- M = 310
- N = 22



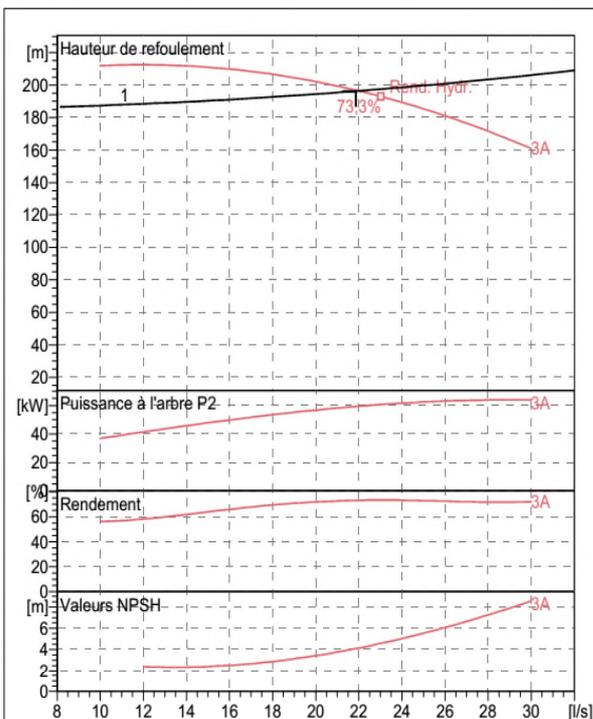
## Annexe(9): Les caractéristiques de la pompe NSR2-R5



Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

HV65 /3A+100	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	21,9 l/s
Hauteur de refoulement	196 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	21,9 l/s
Hauteur de refoulement	196 m
Puissance absorbée	59,4 kW
Rendement	73,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	189 m
Orif. de refoulement	65 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 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	480 kg
<b>Matériaux</b>	
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
Latern bracket	Fonte
Accouplement	Acier
Accouplement rigide	Fonte
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



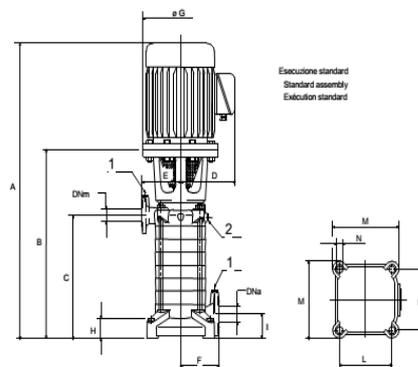
## Caractéristiques de fonctionnement

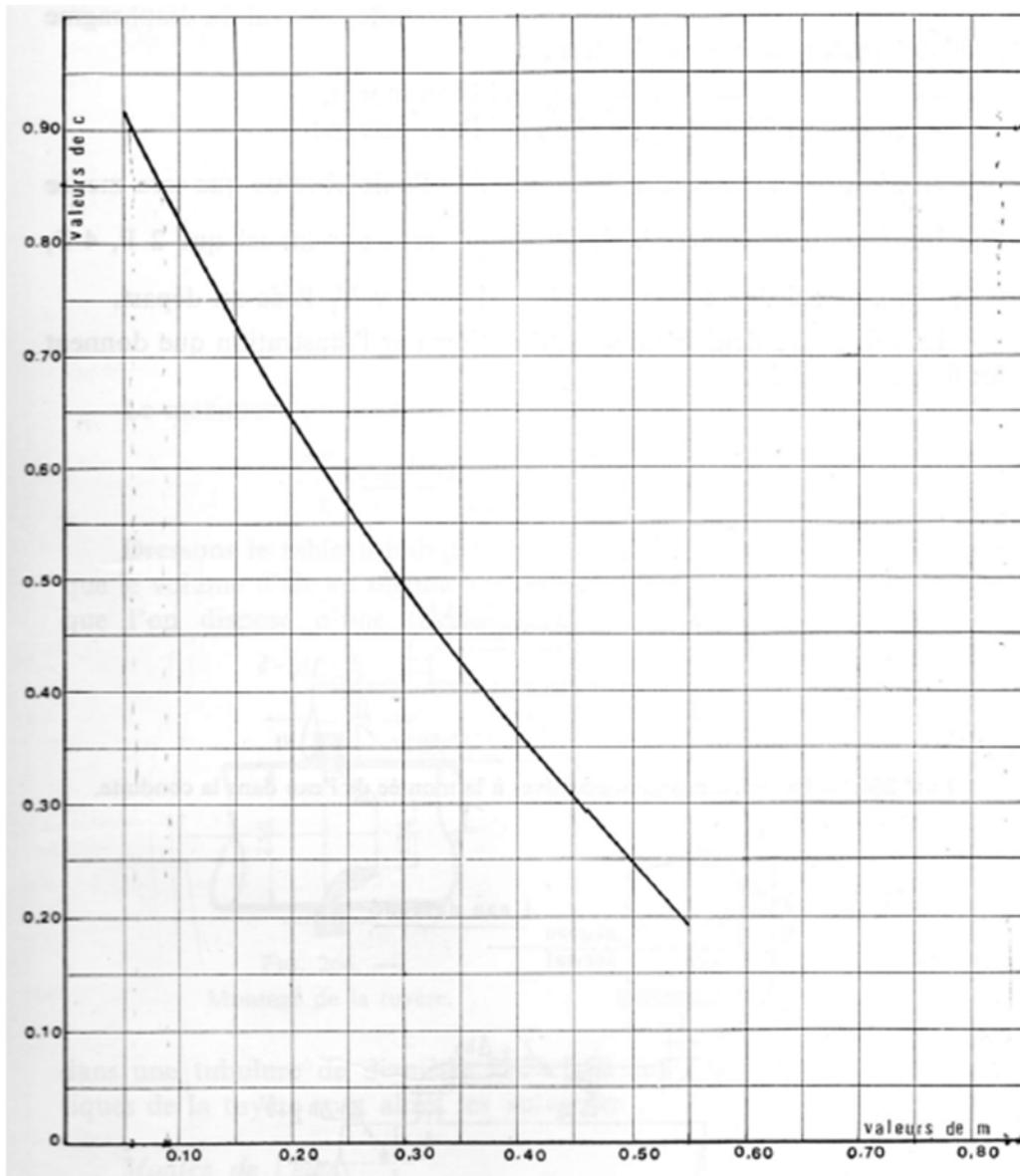
UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

## Dimensions mm

1 = G3/8  
2 = G3/8  
A = 1913  
B = 753  
C = 389  
D = 522  
E = 275  
F = 275  
G = 550  
H = 100  
I = 112  
L = 350  
M = 410  
N = 22



*Annexe (10) : Coefficient de perte de charge  $c$  dans la tuyère*

# RENFORCEMENT EN EAU POTABLE DE LA ZONE DE TIZI ADJISSA A PARTIR DE LA CHAINE D'AEP DE SEMAOUN, DAIRA D'AMIZOUR, WILAYA DE BEJAIA

## ملخص

مذكرة نهاية الدراسة تكمن في دعم بالمياه الصالحة الشرب لمنطقة تيزي اجيسا بلدية سمعون ولاية بجاية. بعد تقدير الاحتياجات المائية المستقبلية قمنا بتحجيم أنابيب النقل وخزانات المياه وكذلك تم اختيار المضخات المناسبة. تمت دراسة المطرقة المائية على كل القنوات. في الأخير تم تحجيم شبكة توزيع المياه لقرية تاويرت.

**الكلمات المفتاحية:** الخزان، المضخات، المطرقة المائية، شبكة توزيع المياه.

## Résumé

Le présent mémoire de fin d'études présente un projet de renforcement en eau potable de la région Tizi Ajissa commune de Semaoun. Après avoir estimé les besoins en eau futurs, nous avons procédé au dimensionnement des conduites d'adduction et les réservoirs. Par la suite, nous avons choisi les pompes adaptées au système étudié. L'étude du coup de bélier a été réalisée. A la fin, nous avons dimensionné le réseau de distribution du village Taourirt.

**Mots clés :** Renforcement en eau potable, réservoirs, adduction, pompes, coup de bélier, distribution.

## Abstract

The present memory presents water reinforce project of Tizi Ajissa, Semaoun department. After estimating future water needs, we proceeded to the sizing of transmission mains and reservoirs. Subsequently, we selected the appropriate pumps to the studied system. The study of water hammer was realized. At the end, we sized the distribution network of the village of Taourirt.

**Keywords :** Reinforce, reservoir, water supply, pumps, water hammer, distribution.