



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

KADEM SAID

HAMAMOUCHE MOKRANE

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

**ETUDE DE RENFORCEMENT DE
L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES DEUX
COMMUNES LARBAA NATH IRATHEN ET AIT
OUMALOU A PARTIR DE LA CHAINE RABTA
(PIQUAGE SUR TRANSFERT BARRAGE
TAKSEBT VERS AZAZGA), (W) DE TIZI OUZOU.**

Soutenu le **28 /06/2015** devant le jury composé de :

- Présidente : M^{me} BOUDJEL SAMIA
- Promoteur (s) : BERREKSI. ALI

HAMMOUCHE. ABDERRAHMANE

- Examineur : M^r MERAH FERHAT

LES REMERCIEMENTS

Avant toute chose nous remercions le dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la foie à fin de mener ce projet à terme.

En premier lieu, On tient tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude et un grand respect à nos promoteurs Mr BERREKSI A. et Mr HAMMOUCHE A. qui ont crédité de leurs confiance pour ce projet et pour la somme de leurs conseils et recommandations afin que ce mémoire soit menée à bien.

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

Nous voudrions remercier le Subdivisionnaire des ressources en eau de Larbaa Nath Irathen

Mr CHABANE F. pour avoir mis à notre disposition tous les documents et données afin de réaliser ce modeste travail, son oublier de remercier aussi Mr HAMEG.R Directeur des ressources en eau de la wilaya de Tizi ouzou. En outre et sans oublier les deux A P C de Larbaa Nath Irathen et Ait Oumalou pour tous les données ainsi que leurs encouragements.

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

Dédicac es

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail   :

-   *Mes chers et tendres parents qui m'ont tout donné, encouragements, soutiens. Que dieu le tout puissant les protège.*
-   *Mes s eurs : Safia, Siham.*
-   *Aux enfants de ma S eur Siham: Imed, Mahdi et son mari Redwane.*
-   *Ma grande Mère Djouhar que dieu la protège.*
-   *A mes oncles : Djedi maamar ,Mouhand Said et Ali*
-   *Mes tantes : Farodja, Ouiza et Tasaadite.*
-   *Mes Cousins et Cousines: Omar,Arezki ;Ali,Mouloud, Abedelhak, Tarik, Hanafi, Cherif, Lounes, Abderrahmane, Abdenour, Kamel, Mina, Djoudjou, Kahina, Dahbia, Fatima, Chafika, Naima, Fadila*
-   *A mon ami et collègue Mokrane, merci pour ton sérieux et compréhension, ainsi que sa famille qui nous a beaucoup encouragés.*
-   *A mes amis (es) : Amar, Lounes, Aziz, Waheb, Azzedine, Youcef, Mokrane, Hakim, Bezi, Jiji*

SAID

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail à :

- *Mes chers et tendres parents qui m'ont tout donné, encouragements, soutiens. Que dieu le tout puissant les protège.*
- *Mes frères*
- *Mes Cousins et Cousines*
- *A mon ami et collègue SAID, merci pour ton sérieux et compréhension, ainsi que sa famille qui nous a beaucoup encouragés.*
- *A mes amis (es)*

Mokrane



SOMMAIRE

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude et Estimation des besoins en eau

I.1. Introduction.....	2
I.2. Situation de la zone d'étude.....	2
I.2.1. Situation climatique	3
I.2.2. Réseau Hydrographique.....	3
I.2.3. Situation Démographique	4
I.3. Estimation des besoins.....	4
I.3.1. Evaluation de la Population future.....	4
I.3.2. Catégories des besoins en eau	5
I.3.3. L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	6
I.3.3.1. Besoins domestiques	6
I.3.3.2. Besoins publics	7
I.3.4. Récapitulation de la consommation moyenne journalière	13
I.3.5. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	13
I.3.6. Détermination des consommations maximales et minimales journalières	14
I.3.6.1. Consommation maximale journalière (Q max j).....	14
I.3.6.2. Consommation minimale journalière (Q min j)	14
I.3.7. Etude des variations des débits horaires	15
I.3.7.1. Coefficient de variation de la consommation horaire.....	16
I.3.7.2. Consommation maximale horaire.....	16
I.3.8. Consommation moyenne horaire (2045)	17
I.3.9. Bilan (ressources –besoins)	17
I.3.9.1. Calcul du déficit	18
I.4. Conclusion	18

Chapitre II : les réservoirs

II.1. Introduction.....	19
II.2. Utilités des réservoirs.....	19
II.3. Emplacement du réservoir	19
II.4. Classification des réservoirs	19

II.5. Choix du type du réservoir	20
II.6. Equipement des réservoirs	20
II.6.1. Conduite d'arrivée	20
II.6.2. Conduite de distribution	21
II.6.3. Conduite de trop plein	21
II.6.4. Conduite de vidange	21
II.6.5. By-pass	22
II.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	22
II.7. Entretien des réservoirs.....	23
II.8. Hygiène et sécurité.....	23
II.9. Capacité théorique du réservoir	23
II.9.1. Méthode analytique	24
II.9.1.1. Détermination de la valeur de P %	24
II.9.2. Le volume total du réservoir.....	24
II.10. Dimensionnement des stations de reprises	25
II.10.1. Dimensionnement de la station de reprise SR1 et SR2	25
II.11. Dimensionnement des capacités des réservoirs	25
II.11.1. Dimensionnement de la capacité du réservoir tampon (R T).....	25
II.11.2. Dimensionnement de la capacité des réservoirs des deux localités	27
II.11.2.1. Dimensionnement du réservoir de Larbaa Nath Irathen.....	27
II.11.2.2. Dimensionnement du réservoir d'Imainserene	28
II.11.3. Dimensionnement des réservoirs des deux localités	29
II.12. Détermination de la capacité de la station de reprise (SR1, SR2)	32
II.13. Conclusion	33

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction.....	34
III.1.1. Adduction gravitaire	34
III.1.2. Adduction par refoulement.....	34
III.2. Choix du tracé.....	34
III.3. Description du schéma d'adduction.....	34
III.4. Choix du type des conduites	34
III.5. Etude technico-économique.....	35
III.5.1. Calcul du diamètre économique	35

III.5.2. Calcul de la vitesse	36
III.5.3. Calcul des pertes de charge	36
III.5.3.1. Perte de charge linéaire (H_L)	36
III.5.3.2. Pertes de charge singulières H_S	37
III.5.3.3. Pertes de charge totales H_t	37
III.5.3.4. Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{mt})	37
III.6. Puissance absorbée par la pompe.....	37
III.7. Energie consommée par la pompe	38
III.8. Frais d'exploitation	38
III.9. Calcul de l'amortissement	38
III.9.1. Frais d'amortissement	38
III.9.2. Calcul de l'annuité.....	38
III.9.3. Calcul du bilan.....	38
III.10. Calcul des diamètres économiques pour les conduites d'adduction par refoulement..	38
III.10.1. Calcul du diamètre économique pour le tronçon PK-SR1	38
III.10.2. Calcul du diamètre économique pour le tronçon SR1-SR2	39
III.10.3. Calcul du diamètre économique pour le tronçon SR2-RT	40
III.11. Calcul des diamètres pour les conduites d'adduction gravitaire	41
III.11.1. Calcul du diamètre pour le tronçon RT-R12.....	41
III.11.2. Calcul du diamètre pour le tronçon R5 -R6	42
III.12. Tableau récapitulatif.....	44
III.13. Equipements de l'adduction	45
III.13.1. Robinets et Vannes.....	45
III.13.2. Ventouse.....	45
III.13.3. Vidange	45
III.13.4. Clapets.....	45
III.14. Conclusion.....	45

Chapitre IV : Pompes

IV.1. Introduction.....	46
IV.2. Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	46
IV.3. Choix de l'équipement hydromécanique et énergétique.....	46
IV.4. Choix du type de pompe	46
IV.5. Choix du nombre de pompes	46

IV.6. Caractéristiques de pompes	47
IV.6.1. Courbes caractéristiques d'une pompe	47
IV.6.2. Le rendement	47
IV.6.3. hauteur manométrique total (Hmt)	47
IV.6.4. puissance absorbée (Pa).....	49
IV.6.5. Le point de fonctionnement de la pompe	49
IV.6.6. Caractéristique de la conduite	49
IV.7. Ajustement des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	49
IV.7.1. Débit disponible > Débit visé	49
IV.8. Couplage des pompes	51
IV.8.1. Etude des pompes couplées : Pompes en série	51
IV.8.2. Etude des pompes couplées : Pompes en parallèle.....	51
IV.9. Etude de la cavitation.....	51
IV.10. Choix du type des pompes pour les différentes stations	52
IV.10.1. Choix du type de pompe dans la station de reprise SR1	52
IV.10.2. Choix du type de pompe dans la station de reprise SR2	55
IV.11. Equipements des stations de pompage	58
IV.11.1. Les équipements d'aspiration	58
IV.11.2. Les équipements de refoulement.....	59
IV.12. Conclusion.....	59

Chapitre V : Pose et protections des conduites contre le coup de bélier

V.1. Pose des conduites	60
V.1.1. Exécution et aménagement de la tranchée.....	60
V.1.2. Pose des conduites	60
V.1.2.1. Largeur et profondeur de la tranchée	60
V.1.3. Stabilité des conduites	61
V.1.4. Travaux spéciaux.....	62
V.1.4.1. Traversée de route	62
V.1.4.2. Traversés souterraines de ravin ou d'oued.....	63
V.1.4.3. Pose en élévation.....	63
V.1.4.4. La stérilisation des conduites neuve avant la mise en service	63
V.2. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	64
V.2.1. Causes du coup de bélier	64

V.2.2. Risques dûs aux coups de bélier.....	64
V.2.2.1. Cas de la surpression.....	64
V.2.2.2. Cas de dépression.....	64
V.2.2.3. Fatigue de la canalisation.....	65
V.2.3. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	65
V.2.4. Etude du coup de bélier.....	65
V.2.4.1. valeur numérique de coup de bélier.....	65
V.2.5. Calcul du coup de bélier.....	66
V.2.6. Méthode de calcul d'un réservoir d'air.....	67
V.2.7. Principe du calcul de réservoir d'air avec la méthode de BERGERON.....	67
V.2.8. Application du calcul pour les différents tronçons.....	71
V.2.8.1. Tronçon (SR1-SR2).....	71
V.2.8.2. Tronçon (SR2-RT).....	76
V.2.9. Dimensionnement des réservoirs d'air.....	80
V.2.10. Conclusion.....	80
 Conclusion générale.....	 81

LISTE DES TABLEAUX

Tableau(I.1) : Tableau récapitulatif des Evaluation de la Population future.....	5
Tableau (I.2) : Tableau récapitulatif des besoins domestiques	7
Tableau (I.3) : Tableau récapitulatif des équipements existants dans les deux communes	8
Tableau (I.4) : Tableau récapitulatif des besoins scolaires des deux communes	9
Tableau (I.5) : Tableau récapitulatif des besoins administratifs des deux communes	10
Tableau (I.6) : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires des deux communes.....	10
Tableau (I.7) : Tableau récapitulatif des besoins sportifs	11
Tableau (I.8) : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels des deux communes.....	11
Tableau (I.9) : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux des deux communes	12
Tableau(I.10): Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	13
Tableau (I.11): Tableau récapitulatif des consommations journalières Qminj ;Qmoyj ; Qmaxj..	15
Tableau (I.12): Variation du coefficient β max en fonction du nombre d'habitant	16
Tableau (I.13) : coefficient de la variation de la consommation horaire des deux communes	17
Tableau (II.1): Evaluation du volume résiduel du réservoir tampon (R T).....	26
Tableau (II.2): Evaluation du volume résiduel du réservoir de Larbaa Nath Irathen	27
Tableau (II .3): Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Imanserene.....	28
Tableau (II.4) : Tableau récapitulatif de dimensionnement des réservoirs des deux localités.....	30
Tableau (II.5) :Evaluation du volume résiduel du réservoir des stations de reprise (SR1,SR2)...	32
Tableau (III.1) : Calcul de la Hmt	39
Tableau (III.2) : Calcul des frais d'exploitation.....	39
Tableau (III.3) : Calcul des frais d'amortissement.....	39
Tableau (III.4) : Calcul du bilan.....	39
Tableau (III.5) : Calcul de la Hmt	40
Tableau (III.6) : Calcul des frais d'exploitation.....	40
Tableau (III.7) : Calcul des frais d'amortissement.....	40
Tableau (III.8) : Calcul du bilan.....	40
Tableau (III.9) : Calcul de la la Hmt	41
Tableau (III.10) : Calcul des frais d'exploitation de la conduite SR2-RT	41

Tableau (III.11) : Calcul des frais d'amortissement.....	41
Tableau (III.12) : Calcul du bilan.....	41
Tableau (III.13) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT- R12.....	42
Tableau (III.14) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R5- R6.....	43
Tableau(III.15) : tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons	44
Tableau(V.1) :Tension de vapeur d'eau en fonction de la température	52
Tableau(V.1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	67
Tableau(V.2): Tableau récapitulatif des résultats par la méthode du BERGERON(SR1-SR2).....	74
Tableau(V.3) :Tableau récapitulatif des résultats par la méthode du BERGERON(SR2-RT)	78
Tableau(V.4) :Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction par refoulement	80

LISTE DES FIGURES

Figure (I.1): Carte de la zone d'étude.....	3
Figure(II.1) : Emplacement d'un réservoir	19
Figure (II.2) Schéma générale d'un réservoir semi enterré.....	20
Figure(II.3): Adduction avec chute libre.....	21
Figure(II.4): Adduction noyée.....	21
Figure(II.5): Conduite de distribution	21
Figure (II.6): Conduite de trop plein et de vidange.....	22
Figure (II.7): By-pass d'un reservoir.....	22
Figure(II.8): Système à deux prises.....	23
Figure(II.9): Système à siphon	23
Figure (II.10):Schéma d'emplacement des réservoirs.....	31
Figure (IV.1) : Hauteur géométrique et hauteur d'aspiration en dépression et en surpression.....	48
Figure (IV.2): Caractéristiques des deux pompes et la conduite de la station de reprise (SR 1)....	54
Figure (IV.3): Caractéristiques des deux pompes et la conduite de la station de reprise (SR 2)....	57
Figure (V.1) : Pose de la conduite en tranchée.....	61
Figure (V.2) : Butée sur coude horizontal.....	62
Figure (V.3) : Butée sur coude vertical	62
Figure (V.4) : Butée sur branchement	62
Figure (V.5) : Butée sur un cône	63
Figure (V.6) : Protection spéciale pour la traversée en route.....	63
Figure (V.7) : Traversée d'un oued	64
Figure(V.8):Principe de la constriction de l'épure de BERGERON.....	68
Figure (V.9): l'eau du réservoir se dirige vers la conduite de refoulement	70
Figure (V.10): l'eau revient dans le réservoir d'air.....	71
Figure (V.11): épure de BERGERON pour le tronçon SR1-SR2.....	76
Figure (V.12): variation de la pression pendant en fonction du temps pour le tronçon SR1-SR2..	76
Figure (V.13): épure de BERGERON pour le tronçon SR1-RT.....	80
Figure (V.14): variation de la pression pendant en fonction du temps pour le tronçon SR2-RT....	80

LISTE DES SYMBOLES

- A** : Amortissement annuel (Annuité).
a : Célérité de l'onde (m/s).
B_L : Bilan en (DA).
B : Valeur maximale du coup de bélier (m).
b : Valeur minimale du coup de bélier (m).
C₀ : Coefficient d'ouverture de la vanne en (%).
D : Diamètre en (m).
D_N : Diamètre normalisé en (m).
D_{rp} : Diamètre du réservoir projeté.
dot : Dotation.
d' : Diamètre de la veine contractée en (m).
E : Energie consommée par la pompe (KWh).
e : Prix unitaire du K.W.h. en (DA).
e' : Epaisseur de la conduite (mm).
g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 .
H : Hauteur(m).
Ha : Hauteur d'aspiration(m).
H_r : Hauteur de refoulement(m).
Hg : Hauteur géométrique en (m).
Hmt : La hauteur manométrique totale en (m).
H₀ : Pression absolue de la conduite.
H_s : Perte de charge singulière
H_t : Perte de charge total.
H_{inc} : Hauteur du volume d'incendier (m).
i : Taux d'annuité.
J : Pertes de charge par unité de longueur (m/ml).
Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m).
J_v : Perte de charge dans les vannes.
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.
K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs.
K_c : Coefficient dépendent de la nature de la conduite.
K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimal.
K_{max,h} : Coefficient de variation de consommation maximum horaire.
K_{min,h} : Coefficient de variation de consommation minimum horaire.
L : Longueur de la conduite en (m).
m : Coefficient de rognage.
N : Nombre d'habitant.
Nt : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).
n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 30 ans).
(NPSH)_d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration.
(NPSH)_r : Charge nette minimale requise à l'aspiration.
P : Puissance de pompage en (KWh).
Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
P_N : Population à l'horizon.
P₀ : Pression absolue.
P_U : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).

- P_r** : pourcentage ronage.
 $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir (%).
 P_v : Tension de vapeur de l'eau pompé.
 P_{atm} : Pression atmosphérique.
 Q : Débit refoulé dans la conduite en m^3/s .
 $Q_{max,h}$: Débit entrant dans la station (m^3/h).
 $Q_{max,j}$: 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.
 $Q_{moyen\ journalier}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en m^3/s .
 $Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière en (m^3/j).
 Re : Nombre de Reynolds.
 R : Pourcentage de rognage.
 R_0 : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.
 S : Section de la conduite (m^2).
 T : Température de l'eau.
 T_p : Temps de pompage (h).
 t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).
 t_a : Taux d'accroissement de la population %
 U_0 : Volume d'air initial.
 U : Nouveau volume d'air.
 U_{max} : Volume maximal dans le réservoir d'air
 ΔU : Variation du volume d'air.
 V : Vitesse d'écoulement en m/s.
 V_f : Vitesse finale choisie.
 V_{max} : Volume maximal de stockage en (m^3).
 V_m : Vitesse moyenne dans un intervalle donnée.
 V_{sr} : Volume de la station de reprise en (m^3).
 VT = Volume total du réservoir en (m^3).
 Z : Pression dans le réservoir d'air.
 Z_0 : Pression absolue.
 Δh_1 : Perte de charge lors de la descente de l'eau.
 Δh_2 : Perte de charge lors de la montée de l'eau.
 θ : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.
 α : Coefficient de vieillissement.
 α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.
 β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.
 ν : Viscosité cinématique de l'eau.
 ρ : Masse volumique de l'eau.
 η : Rendement de la pompe en (%).
 δ_0 : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
 λ : Coefficient de pertes de charge.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Depuis la nuit des temps, l'eau est l'élément de richesse le plus précieux, puisqu'elle constitue l'essence de survie de tout être vivant, aussi bien animal que végétal.

Vu son importance dans tout développement, nous notons que toutes les civilisations ont vu leurs naissances aux abords des points d'eau.

L'Algérie comme tout autre pays possède des ressources en eau aussi bien celles qui coulent en surface, que celles renfermées dans les nappes souterraines. De nos jours, face au développement de l'industrie et d'une forte croissance de la population, ces réserves ne pouvant être totalement garanties compte tenu de la faiblesse dans la gestion et dans leur protection.

Parmi les régions qui souffrent d'un manque d'eau il ya Larbaa Nath Irathen et Ait Oumalou dans la wilaya de Tizi Ouzou. Ces deux grandes communes sont alimentées actuellement à partir de deux chaînes d'adduction, celle de Souk El Djemaa et celle de Takhoukhth. Il se trouve que ces deux sources ne sont pas suffisantes.

L'objectif essentiel de notre travail est l'étude de renforcement de l'alimentation en eau potable des deux communes Larbaa Nath Irathen et Ait Oumalou à partir de la chaîne de oued Rabta (piquage au niveau de la conduite de transfert du barrage Taksebt vers Azazga).

Pour cela, nous procéderons comme suite :

- ✓ Une présentation globale du site et l'estimation des besoins en eaux nécessaires qui feront l'objet du premier chapitre.
- ✓ Dans le deuxième chapitre, on passera au calcul des ouvrages de stockages (réservoirs).
- ✓ Tandis que le troisième chapitre, portera sur l'étude de l'adduction.
- ✓ Puis le quatrième chapitre, dans lequel on choisira le choix des pompes adéquates au projet.
- ✓ Un cinquième chapitre, sera consacré à la fin de ce modeste mémoire, aux poses des conduites et leurs protections contre phénomène du coup de bélier.
- ✓ On terminera par une conclusion générale.

*chapitre I: Présentation du site
et estimation des besoins*

I.1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire afin de connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend profondément du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population pour différents horizons.

I.2. Situation de la zone d'étude

Larbaa Nath Irathen se situe au centre de la wilaya de Tizi-Ouzou (Figure (I.1)), elle occupe une position stratégique ; elle constitue un passage obligé entre la plaine de Sébaou et les régions montagneuses du Djurdjura. Sur le plan administratif, Larbaa Nath Irathen est le chef lieu de daïra qui regroupe les communes de Larbaa Nath Irathen, Ait Agouacha et Irdjen. Elle a une superficie totale de 39,275 Km² et une population de 18851 habitants (RGPH 2008) [1], soit une densité de 747 habitants/Km². Elle partage ses limites administratives avec plusieurs communes :

- Au Nord, la commune de Tizi Rached ;
- Au Nord-Est, la commune d'Ait Oumalou ;
- Au Sud-Est, la commune de Ait Agouacha ;
- Au Sud, la commune de Beni-Yenni ;
- Au Nord-Ouest, la commune d'Irdjen.

La commune d'Ait Oumalou, est située à 20 km au Sud-Est de la wilaya de Tizi Ouzou (Figure(I.1)). Elle est accessible à partir de la Route Nationale 12 à travers le Chemin de Wilaya N°01 vers Larbâa Nath Irathen. D'une superficie de 14,36 km², la commune d'Ait Oumalou compte 8790 habitants (RGPH 2008) [1]. Elle partage ses limites administratives avec plusieurs communes:

- Au Nord, la commune de Tizi Rached ;
- A l'Est, les communes de Mekla et d'Ait Agouacha ;
- A l'Ouest, les communes de Larbaâ Nath Irathen et de Tizi-Rached ;
- Au Sud, les communes de Larbaâ Nath Irathen et d'Ait Agouacha.

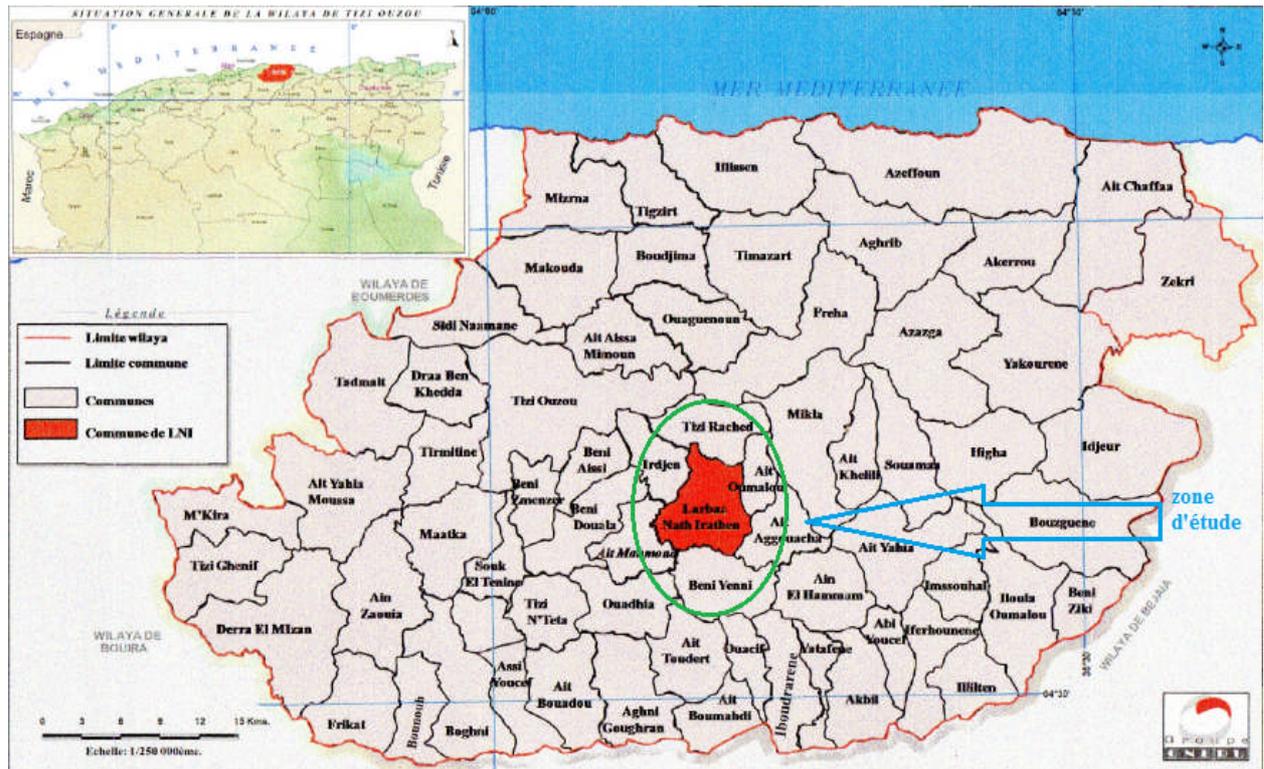


Figure (I.1): Carte de la zone d'étude

Les deux communes Larbaa Nath Irathen et Ait Oumalou sont caractérisées par des pentes fortes et moyennes.

I.2.1. Situation climatique

Les deux communes sont caractérisées par une période hivernale pluvieuse et neigeuse et une saison estivale chaude et sèche [1]. La commune de Larbaa Nath Irathen reçoit annuellement une moyenne de 1000 mm, un volume de précipitations supérieur à la moyenne de la wilaya de Tizi Ouzou qui est de 948mm/an (2011). Pour la commune d'Ait Oumalou la pluviométrie est souvent supérieure à 800 mm/an [1].

I.2.2. Réseau Hydrographique

Comme la majorité des oueds de l'Algérie du nord, ceux de la wilaya de Tizi Ouzou ont un régime irrégulier. Le réseau hydrographique de la commune de Larbaa Nath Irathen est composé d'un chevelu dense, en particulier sur les versants Sud et Sud-Ouest ; ou l'Oued Aissi et l'Oued Djamaa constituent des bassins de réception de toutes les eaux qui ruissellent de ses versants (en direction du barrage de Taksebt). Le réseau hydrographique de la commune est composé essentiellement de [1] :

- Oued Sébaou au Ouest de la zone d'étude.
- Oued Djemaa au Sud.

Le réseau hydrographique de la commune d'Ait Oumalou est constitué de [1]:

- Un cours d'eau principal sur le Nord-Est (Oued Rabta) : entaille le relief et draine le massif qui porte la zone d'Ait Oumalou pour se déverser dans l'oued Sébaou.
- Des talwegs dont les deux principaux sont Bouaimer au Ouest et Boulhamel à l'Est de la commune.

I.2.3. Situation Démographique

La population est l'un des éléments essentiels dans tout projet, car tout se fait par l'homme et pour lui. D'après les données recueillies localement auprès des deux A.P.C Larbaa Nath Irathen et Ait Oumalou et de la subdivision de Larbaa Nath Irathen (RGPH 2008), la population de la zone d'étude est:

- ❖ Agglomération de Larbaa Nath Irathen : 19963 habitants.
- ❖ Agglomération d'Ait Oumalou : 8790 habitants.

I.3. Estimation des besoins

I.3.1. Evaluation de la Population future

Pour l'estimation de la population future (2045), nous prenons un horizon de 30 ans avec un taux d'accroissement de 0.4 % pour la commune de LARABAA NATH IRATHEN et 2.5 % pour la commune de AIT OUMALOU[1].

Pour les calculs de la population future, nous utiliserons la formule des intérêts composés [3]:

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

Avec :

- P_n : Population à l'horizon.
- P_0 : Population actuelle.
- t_a : Taux d'accroissement de la population en %.
- n : Nombre d'années séparant les deux horizons.

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008 [1] :

- La population de la commune de LABAA NATH IRATHEN était de 19 963 habitants.
- La population de la commune d'AIT OUMALOU était de 8790 habitants.

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau(I.1):

Tableau(I.1) : Tableau récapitulatif des Evaluation de la Population future

Localités	Zone	Population en 2008	Taux d'accroissement (%)	Population En 2015	Population En 2045
Larbaa Nath Irathen	Larbaa Nath Irathen	8278	0.4	8513	9596
	Taourirt Mokrane	3413		3510	3956
	Tighilt El Hadj Ali Affensou	2340		2406	2712
	Agumoun	1084		1115	1257
	Taza	974		1002	1129
	Ighil Guefri	373		384	432
	El Hammam Ighil N'tazarth	697		717	808
	Imenserene	585		602	678
	Thaloult	357		367	414
	Tagumount Boudfal	368		378	427
	Agouni Tgharmine	382		393	443
Ait Oumalou	Agouni Bouregh	2458	2.5	2922	6129
	Taddart Bouada	794		944	1980
	Tablabalt	1283		1525	3199
	Ifanaiene	783		931	1952
	Abouda Bouada	1377		1637	3433
	Arous	112		133	279
	Boudjeha	174		207	434
	Taguemount Iheddaden	217		258	541
	abbouda oufella	564		670	1406
	Sidi Yacoub	461		548	1149
	Thanouart	567		674	1414
Totalité		27641		29834	43868

A l'horizon 2045, le nombre d'habitants des deux communes concernées par le projet sera de 43868 habitants.

I.3.2. Catégories des besoins en eau

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Pour l'étude des besoins de deux communes, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques.
- Les besoins publics.

I.3.3. L'évaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multipliée par le nombre total des habitants,

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{\text{dot} \cdot N}{1000} \quad (\text{l/jour/hab}) \quad (\text{I.2})$$

Avec :

Q moy j : Débit moyenne journalier.

Dot : Dotation.

N : Nombre d'habitants.

1.3.3.1. Besoins domestiques

Les besoins domestiques d'une agglomération quelconque peuvent être estimés par:

- soit des statistiques, qui concernent la consommation moyenne et son évolution annuelle, ainsi que le nombre total d'habitants et le taux annuel d'accroissement de la population. Ceci n'est possible que pour une agglomération qui est déjà alimentée en eau potable.
- soit en comparaison avec d'autres agglomérations qui sont jugées comparables, surtout en ce qui concerne le niveau de vie et le climat, et pour lesquelles des données statistiques sont disponibles. Une petite enquête permet alors de connaître le nombre d'habitants. Citons à ce propos, la norme de l'Organisation Mondiale de la Santé (O.M.S.) qui fixe la consommation domestique minimale à 55 l/jour/hab [2].

Pour le projet actuel, il s'agit des grandes agglomérations et d'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de TIZI OUZOU (Subdivision de le l'Hydraulique de LARBAA NATH IRATHEN), les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 180 l/j/hab., pour l'année 2045, et pour la commune de AIT OUMALOU est de 150 l/jour/hab.[1]

La consommation moyenne journalière est donnée dans le tableau (I.2) ci-dessous.

Tableau (I.2) : Tableau récapitulatif des besoins domestiques

Localités	Zone	Nombre d'habitants 2045	Dotation (l/jour/hab)	Débit (m ³ /jour)
Larbaa Nath Irathen	Larbaa Nath Irathen	9596	180	1727,21
	Taourirt Mokrane	3956		712,12
	-Tighilt El Hadj Ali -Affensou	2712		488,24
	Agumoun	1257		226,18
	Taza	1129		203,23
	Ighil Guefri	432		77,83
	-El Hammam -Ighil N'tazarth	808		145,43
	Imenserene	678		122,06
	Thaloult	414		74,49
	Tagumount Boudfal	427		76,78
	Agouni Tgharmine	443		79,70
	Ait Oumalou	Agouni Bouregh		6129
Taddart Bouada		1980	296,96	
Tablabalt		3199	479,84	
Ifanaiene		1952	292,84	
Abouda Bouada		3433	515,00	
Arous		279	41,89	
Boudjeha		434	65,08	
Taguemount Iheddaden		541	81,16	
abbouda oufella		1406	210,94	
Sidi Yacoub		1149	172,42	
Thanouart		1414	212,06	
Total		43768		7220.76

I.3.3.2. Besoins publics

Les besoins publics englobent la consommation des administrations, des établissements d'enseignement, des municipalités, des hôpitaux,... etc.

D'après notre enquête faite au niveau du service commercial de l'ADE de Larbaa Nath Irathen, on a récolté des informations relatives aux dotations et qui sont :

- Cafétéria (ville) : 1.33 m³/j
- Cafétéria (village) : 0.44m³/j
- Boulangerie : 1, 1 m³/j
- Station de service : 2.66 m³/j
- Station de lavage : 5 m³/J

On a aussi récolté d'autres informations relatives aux dotations au niveau du subdivisionnaire des ressources en eau de Larbaa Nath Irathen, qui sont :

- École primaire: 20 l/j/élève

- CEM : 10 l/j/élève
- Lycée : 10 l/j/élève
- Crèche : 20 l/j/enfants
- Mosquée : 15 l/jour/usager
- Zaouïa : 50 l/jour/usager
- Administration : 15 l/employé/j ou par personne.
- Marché équipé d'installations sanitaires : 40 l/jour/employé.
- Besoins sportifs : 30l/j/personne.
- Hôpital : 150 à 200 l/j/lit.

(a) Equipement existants

Les équipements existants dans les deux communes sont regroupés dans le tableau (I.3) suivant :

Tableau (I.3) : Tableau récapitulatif des équipements existants dans les deux communes

Type des besoins	LARBAA NATH IRATHEN	AIT OUMALOU
Scolaire	Primaire : 11, CEM : 03, Lycée : 02 Crèche : 03	Primaire: 07 ; CEM : 01
Administratifs	Siège de daïra, Siège APC, Antenne APC Police, Protection civile, Sonelgaz Bureau de poste : 03, ADE, Tribunal, Diverses subdivisions: 05, OPGI : 01 Agence locale de l'emploi : 01 Agence d'assurance: 04 Siege Algérie télécom : 01	Siege APC Bureau de poste
Sanitaire	Hôpital, Polyclinique: 02, Salle de soins 03	Polyclinique : 01, salle de soin : 03
Commerce	Cafeteria : 25, lavage : 05 Supermarché : 01, superettes: 10 Commerçants : 1524, Station de service : 01 Boulangerie: 05 Grossiste et distribution : 37	Epicerie : 31, Station lavage et graissage : 01, Pharmacie : 01, Station de service : 01, lavage : 02
Socioculturels	Mosquée : 17, Centre culturel : 01	Mosquée : 08, Zaouïa: 01
Sportifs	Stade: 01, Salle de sport : 02	-

(b) Les besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par présente étude sont regroupés dans le tableau (I.4) ci-dessous.

Tableau (I.4) : Tableau récapitulatif des besoins scolaires des deux communes

Localité	Zone	Type d'établissement	Nombre d'élève	Dotation (l/jour/élève)	Débit (m ³ /jour)
Larbaa Nath Irathen	Larbaa Nath Irathen	Primaire : 04	955	20	19,1
		CEM : 02	991	10	9,91
		Lycée : 02	1830	10	18,3
		Crèche : 03	103	20	2,06
	Taourirt Mokrane	Primaire : 01	250	20	5,00
		CEM : 01	181	10	1,81
	- El Hadj Ali -Affensou	Primaire : 01	159	20	3,18
	Agumoun	Primaire : 01	63	20	1,26
	Taza	Primaire : 01	76	20	1,52
Ighil Guefri	Primaire : 01	72	20	1,44	
-El Hammam-Ighil N'tazarth	Primaire : 01	23	20	0,46	
Agouni Tagharmine	Primaire : 01	82	20	1,64	
Ait Oumalou	Agouni Bouregh	Primaire : 01	182	20	3,64
		CEM : 01	320	10	3,2
	Tablabalt	Primaire : 01	80	20	1,61
	Ifanaïene	Primaire : 01	90	20	1,8
	Abouda Bouada	Primaire : 01	98	20	1,96
	Arous	Primaire : 01	45	20	0,9
	Abouda Oufella	Primaire : 01	64	20	1,28
	Sidi Yacoub	-	-	-	-
Thanouart	Primaire : 01	70	20	1,4	

(c) Les Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau (I.5) ci-dessous.

Tableau (I.5) : Tableau récapitulatif des besoins administratifs des deux communes

Localité	Zone	Type d'établissement	Nombre d'employée	Dotation (l/jour/employée)	Débit (m ³ /jour)
Larbaa Nath Irathen	Larbaa Nath Irathen	Siège de daïra	43	15	0,65
		Siège APC	197		2,96
		police	84		1,26
		Protection civile	43		0,65
		Sonelgaz	82		1,23
		Bureau de poste	21		0,32
		ADE	21		0,32
		Tribunal	40		0,6
		Divers subdivisions : 05	25		0,38
		OPGI : 01	12		0,18
Ait Oumalou	Agouni Bouregh	Agence locale de l'empois : 01	10	15	0,15
		Agences d'assurance:04	31		0,47
		Siege Algérie télécom 01	27		0,41
Larbaa Nath Irathen	Taourirt	Antenne APC	2	15	0,03
		Bureau de poste	2		0,03
Larbaa Nath Irathen	Taza	Bureau de poste	2	15	0,03
Ait Oumalou	Agouni Bouregh	Siège APC	117	15	1,76
		Bureau de poste	8		0,12

(d) Les Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont regroupés dans le tableau (I.6).

Tableau (I.6) : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires des deux communes

Localité	Zone	Type d'équipement	Unités	Dotation (l/jour/usagé)	Débit (m ³ /jour)
Larbaa Nath Irathen	Larbaa Nath Irathen	Hôpital : 01	354 personnes 161 lits	15 150	5,36 24,15
		Polyclinique : 01	107 personnes	15	1,61
		Salle de soins: 01	3 personnes	15	0,05
	Taourirt Mokrane	Polyclinique: 01	10 personnes	15	0,15
	Ighile Guefri	Salles de soins: 01	2 personnes	15	0,03
Ait Oumalou	Agouni Bouregh	Polyclinique: 01	13 personnes	15	0,2
	Abouda Bouada	Salle de soins: 01	2 personnes	15	0,03
	Tablabalt	Salle de soins: 01	2 personnes	15	0,03
	Tadart Bouada	Salle de soins: 01	2 personnes	15	0,03

(e) Les Besoins sportifs

Il n'y a que le chef lieu (Larbaa Nath Irathen) qui dispose des moyens sportifs, comme deux salles de sports et un stade. Les résultats sont donnés dans le tableau (I.7).

Tableau (I.7) : Tableau récapitulatif des besoins sportifs de la commune de Larbaa Nath Irathen

Localité	Zone	type	Nombre d'usagée	Dotation (l/jour/usagée)	Débit (m ³ /jour)
Larbaa Nath Irathen	Larbaa Nath Irathen	Stade	110	30	3,3
		02 salles de sport	80		2,4

(f) Besoins socioculturels

Tout les besoins et les équipements socioculturels des deux communes sont donnés dans le tableau (I.8).

Tableau (I.8) : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels des deux communes

Localité	Zone	Type d'établissement	Nombre d'usagers	Dotation [l/jour/usager]	Débit [m ³ /jour]
Larbaa Nath Irathen	Larbaa Nath Irathen	Mosquée : 02	250	15	3,75
		Centre culturels: 01	5	15	0,075
	Taurirt Mokrane	Mosquée : 02	180	15	2,7
	Tighilt El Hadj Ali Affensou	Mosquée : 02	80	15	1,2
	Agumoun	Mosquée : 01	70	15	1,05
	Taza	Mosquée : 01	50	15	0,75
	Ighil Guefri	Mosquée : 01	40	15	0,6
	El Hammam Ighil N'tazarth	Mosquée : 02	45	15	0,67
	Imainserene	Mosquée : 01	38	15	0,57
	Tagumount Boudfal	Mosquée : 01	40	15	0,6
Ait Oumalou	Agouni Tgharmine	Mosquée : 02	90	15	1,35
	Agouni Bouregh	Mosquée : 01	150	15	2,25
	Taddart Bouada	Mosquée : 01	45	15	0,67
	Tablabalt	Mosquée : 01	65	15	0,98
	Ifanaïene	Mosquée : 01	63	15	0,95
	Abouda Bouada	Mosquée : 01	45	15	0,67
		Zaouïa : 01	100	50	5
	Boudjeha	Mosquée : 01	80	15	1,2
	Abouda Oufella	Mosquée : 01	60	15	0,9
Sidi Yacoub	Mosquée : 01	40	15	0,6	

(g) Besoins commerciaux

Les résultats des besoins commerciaux sont présentés dans tableau(I.9) ci-dessous.

Tableau (I.9) : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux des deux communes

Localité	Zone	Type de locaux	Nombre d'employée	Dotation	Débit [m ³ /jour]	
Larbaa Nath Irathen	Larbaa Nath Irathen	01 Supermarché	35	40 l/jour /emp	1,4	
		09 Superettes	5 × 9	40 l/jour/emp	1,8	
		37 Grossistes	2 × 37	40 l/jour/emp	2,96	
		5 Boulangeries		1.1 m ³ /jour	5,5	
		700 Commerçants	1050	40 l/jour/emp	42	
		01 Station service		2.67 m ³ /jour	2,67	
		18 Cafétérias		1.33 m ³ /jour	24	
		05 Station lavage		5 m ³ /jour	25	
	Taza	01 Cafétéria			0.44 m ³ /jour	0,44
		01 Commerçant	1		40 l/jour/emp	0,04
	Imenserene	01 Cafétéria			0.44 m ³ /jour	0,44
		02 Commerçants	2		40 l/jour/emp	0,08
	Taourirte	03 Cafétérias			0.44 m ³ /jour	1,32
		01 Superette	3		40 l/jour/emp	0,12
		15 Commerçants	15		40 l/jour/emp	0,6
	-Tighilte El Hadj Ali -Afensou	01 Cafétéria			0.44 m ³ /jour	0,44
		02 Commerçants	2		40 l/jour/emp	0,08
	ighile guefri	02 Commerçants	2		40 l/jour/emp	0,08
	Tagumount Boudfal	01 Commerçant	1		40 l/jour/emp	0,08
	Agouni Tagharmine	02 Commerçants	2		40 l/jour/emp	0,08
01 Cafétéria				0.44 m ³ /jour	0,44	
Ait Oumalou	Agouni bouregh	07 Epiceries	7	40 l/jour/emp	0,28	
		02 Cafés		0.44 m ³ /jour	0,88	
		01 Station service		2.67 m ³ /jour	2,67	
	Tablabalt	04 Epiceries	4		40 l/jour/emp	0,16
		02 Cafés			0.44 m ³ /jour	0,88
		02 Station lavage			5 m ³ /jour	10
	Ifaniene	02 Epiceries	2		40 l/jour/emp	0,08
	Abouda bouada	04 Epiceries	4		40 l/jour/emp	0,16
		03 Café			0.44 m ³ /jour	1,32
	Taguemount Iheddaden	01 Epicerie	1		40 l/jour/emp	0,04
	Abouda oufella	02 Epiceries	2		40 l/jour/emp	0,08
		01 Pharmacie	2		40 l/jour/emp	0,08
	Sidi Yacoub	01 Epicerie	1		40 l/jour/emp	0,04
	Thanouart	03 Epiceries	3		40 l/jour/emp	0,12

I.3.4. Récapitulation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière de chaque zone est la somme de tout les besoins (publics et domestiques). Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2045 sont donnés pour chaque localité dans le tableau (I.10).

Tableau (I.10): Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières des deux communes.

Localités	zone	Qmoy [m ³ /j]
Larbaa Nath Irathen	Larbaa Nath Irathen	1921,18
	Taourirt Mokrane	723,91
	Tighilt El Hadj Ali Affensou	493,14
	Agumoun	228,49
	Taza	206,01
	Ighil Guefri	79,98
	El Hammam Ighil N'tazarth	146,56
	Imenserene	123,15
	Thaloult	74,49
	Tagumount Boudfal	77,46
	Agouni Tgharmine	84,04
	Total	4158,41
Ait Oumalou	Agouni Bouregh	934,3
	Taddart Bouada	297,66
	Tablabalt	493,5
	Ifanaïene	295,67
	Abouda Bouada	523,26
	Arous	42,79
	Boudjeha	66,28
	Taguemount Iheddaden	81,2
	abbouda oufella	213,12
	Sidi Yacoub	173,06
	Thanouart	213,58
	Total	3334,42
Total		7492.83

A l'horizon 2045, les besoins moyens journaliers totaux de deux communes concernées sont estimés à 7492.83 m³/j.

I.3.5. Majoration de la consommation moyenne journalière

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux: la prise d'eau, la station de traitement, les stations de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs,... etc. Le volume de ces pertes d'eau dépend de : l'âge et l'état du réseau, la compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites, efficacité d'exécution des travaux, moyens humains, équipement en matériels adéquats, organisation, etc.).

En général, pour un réseau moyennement entretenu, les pertes atteignent couramment jusqu'à 25 à 35 % de la consommation [3]. Dans le projet actuel, on prend 25 % de la consommation moyenne journalier, alors:

$$Q_{\text{moy.maj.j}} = Q_{\text{moy.j}} (\text{consommé}) \times (1+0.25) \quad (\text{I.3})$$

I.3.6. Détermination des consommations maximales et minimales journalières

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\text{max j}}$ et $K_{\text{min j}}$.

I.3.6.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\text{max j}}$)

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

$$Q_{\text{max,j}} = K_{\text{max,j}} \times Q_{\text{moy,j}} \quad (\text{I.4})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)
- $K_{\text{max,j}}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\text{max,j}} = (1,1 ; 1,3)$

On prend : $K_{\text{max,j}} = 1,3$.

I.3.6.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\text{min j}}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année.

Il s'obtient par la relation suivante :

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

Avec :

- $K_{\text{min,j}}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum , $K_{\text{min,j}} = (0,7-0,9)$

On prend: $K_{\text{min,j}} = 0,9$.

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau (I.11) ci-dessous.

Tableau (I.11): Tableau récapitulatif des consommations journalières Q_{minj} ; Q_{moyj} ; Q_{maxj}

Localités	Zone	$Q_{moy.maj}$ (m^3/j)	$Q_{max j}$ (m^3/j)	$Q_{min.j}$ (m^3/j)
Larbaa Nath Irathen	Larbaa Nath Irathen	2401,48	3121,92	2161,33
	Taourirt Mokrane	904,89	1176,35	814,40
	Tighilt El Hadj Ali Affensou	616,43	801,35	554,78
	Agumoun	285,61	371,30	257,05
	Taza	257,51	334,77	231,76
	Ighil Guefri	99,98	129,97	89,98
	El Hammam Ighil N'tazarth	183,20	238,16	164,88
	Imenserene	153,94	200,12	138,54
	Thalout	93,11	121,05	83,80
	Tagumount Boudfal	96,83	125,87	87,14
	Agouni Tgharmine	105,05	136,57	94,55
	Total	5198.01	6757.41	4678.21
Ait Oumalou	Agouni Bouregh	1167,88	1518,24	1051,09
	Taddart Bouada	372,08	483,70	334,87
	Tablabalt	616,88	801,94	555,19
	Ifanaiene	369,59	480,46	332,63
	Abouda Bouada	654,08	850,30	588,67
	Arous	53,49	69,53	48,14
	Boudjeha	82,85	107,71	74,57
	Taguemount Iheddaden	101,50	131,95	91,35
	Abbouda oufella	266,40	346,32	239,76
	Sidi Yacoub	216,33	281,22	194,69
	Thanouart	266,98	347,07	240,28
	Total	4168,03	5418,43	3751,22
Total		9366.04	12175.84	8429.43

I.3.7. Etude des variations des débits horaires

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement [2].

Le débit horaire varie suivant les heures de la journée, ces variations sont caractérisées par le coefficient maximal horaire $K_{max h}$ et coefficient minimal horaire $K_{min h}$, avec :

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

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

Avec :

$K_{max.h}$: Coefficient de variation horaire maximal.

$K_{min.h}$: Coefficient de variation horaire minimal.

$Q_{max.h}$: Débit maximal horaire.

$Q_{min. h}$: Débit minimal horaire.

I.3.7.1. Coefficient de variation de la consommation horaire

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre ; toutefois la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière. Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximal journalier. Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{\max,h}$, $K_{\min,h}$), qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

Donc :

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

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (I.9)$$

I.3.7.2. Consommation maximale horaire

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement (Tableau(I.13)). Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients, qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir:

- Un coefficient α max tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient β max étroitement lié à l'accroissement de la population (Tableau(I.12)).

On peut donc écrire :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (I.10)$$

Tableau (I.12): Variation du coefficient β max en fonction du nombre d'habitants

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β max	2.00	1.80	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20	1.15	1.1

Pour la valeur de α max on prend la valeur égale a 1.3 donc $\alpha_{\max} = 1,3$

Tableau (I.13) : coefficient de la variation de la consommation horaire des deux communes

localité	sone	nombre de population	β max	K max,h calculé	K max.h
Larbaa Nath Irathen	Larbaa Nath Irathen	9596	1,13	1,5	1,5
	Taurirt Mokrane	3956	1,50	1,95	2
	Tighilt El Hadj Ali Affensou	2712	1,56	2,02	2
	Agumoun	1257	1,90	2,47	2,5
	Taza	1129	1,95	2,53	2,5
	Ighil Guefri	432	2	2,60	2,5
	El Hammam Ighil N'tazarth	808	2	2,60	2,5
	Imenserene	678	2	2,60	2,5
	Thaloult	414	2	2,60	2,5
	Tagumount Boudfal	427	2	2,60	2,5
	Agouni Tgharmine	443	1,88	2,44	2,5
Ait Oumalou	Agouni Bouregh	6129	2	1,69	1,7
	Taddart Bouada	1980	1,70	2,22	2
	Tablabalt	3199	1,66	2,16	2
	Ifanaïene	1952	1,71	2,22	2
	Abouda Bouada	3433	1,54	2,00	2
	Arous	279	2	2,60	2,5
	Boudjeha	434	2	2,60	2,5
	Taguemount Iheddaden	541	2	2,60	2,5
	abbouda oufella	1406	1,84	2,39	2,5
	Sidi Yacoub	1149	1,94	2,52	2,5
	Thanouart	1414	1,83	2,38	2,5

I.3.8. Consommation moyenne horaire (2045)

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

I.3.9. Bilan (ressources-besoins)

➤ Les communes de LARBAA NATH IRATHEN et AIT OUMALOU sont alimentées simultanément par trois (03) chaînes de refoulement :

- La première chaîne : SOUK EL DJEMMA : 3500 m³/jour
- La deuxième chaîne : TAKHOUKHT : 3000 m³/jour
- La troisième chaîne : OUED RABTA : 1500 m³/jour

➤ le débit total des ressources est : 8000 m³/jour [1].

➤ Les besoins total de deux communes est de 12175.84 m³/jour

I.3.9.1. Calcul du déficit

Le déficit est égal au débit des ressources existantes moins les besoins maximaux journaliers. Le tableau (I.12) représente des besoins et les ressources en eau disponibles et le déficit.

Tableau (I.14) : Bilan ressources-besoins

	Ressources existants	[m ³ /jour]
Ressources mobilisées	SOUK EL DJAMMA	3500
	TAKHOUKHT	3000
	OUED RABTA	1500
Débit total des ressources		8000
BESOINS		12175.84
Déficit		- 4175.84

I.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons essayé de représenter les deux communes concernées, nous avons défini les données nécessaires concernant la zone d'étude du point climatologique, démographique,...ect. Le bilan montre clairement que les communes de LARBAA NATH IRATHEN et AIT OUMALOU présente un déficit en eau potable, ce qui nécessite la mobilisation de nouvelles ressources pour assurer les besoins en eau en situation future. Ces ressources devront combler le déficit estimé à long terme, soit 48,33 l/s. Dans ce but, l'état a financé un projet d'alimentation en eau potable qui renforcera les deux communes LARBAA NATH IRATHEN et AIT OUMALOU en eau potable des agglomérations et d'industries à partir du barrage TAKSEBET. Pour répondre aux besoins des localités des deux communes, il y'aura un renforcement d'eau par un piquage sur le transfert barrage TAKSEBT AZAZGA de la chaine oued RABTA.

chapitre III: Les réservoirs

II.1. Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons traiter l'une des importantes infrastructures dans une agglomération, en l'occurrence le réservoir, qui est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage aménagé pour contenir l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

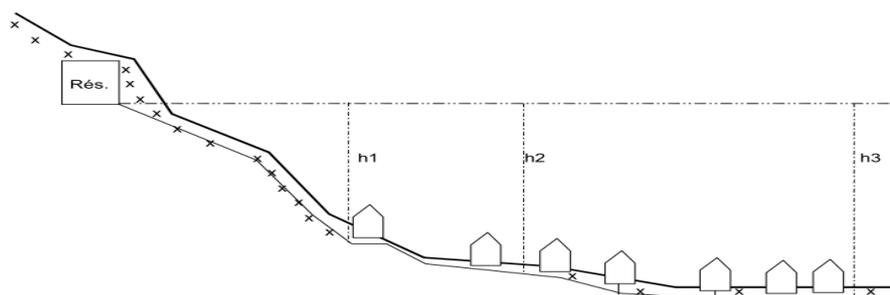
II.2. Utilités des réservoirs

Les principales utilités des réservoirs sont [5]:

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des à-coups journaliers au moment de la pointe.
- Régularité des pressions dans le réseau.
- Réserve incendie garantie. Une partie du volume est réservée à la lutte contre l'incendie.

II.3. Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau. Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier. Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération pouvant alimenter le point le plus défavorable (Figure (II.1)). La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie [5].



Figure(II.1) : Emplacement d'un réservoir

II.4. Classification des réservoirs

D'après la nature des matériaux, on distingue [6]:

- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en maçonnerie.

- Les réservoirs en béton armé.

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

- Enterré.
- Semi-enterré (Figure (II.2))
- Surélevé, sur tour.
- Sur terre.

Enfin, d'après des considérations esthétiques, ils peuvent: Soit affirmer les fonctions des ouvrages. Soit s'intégrer au paysage.

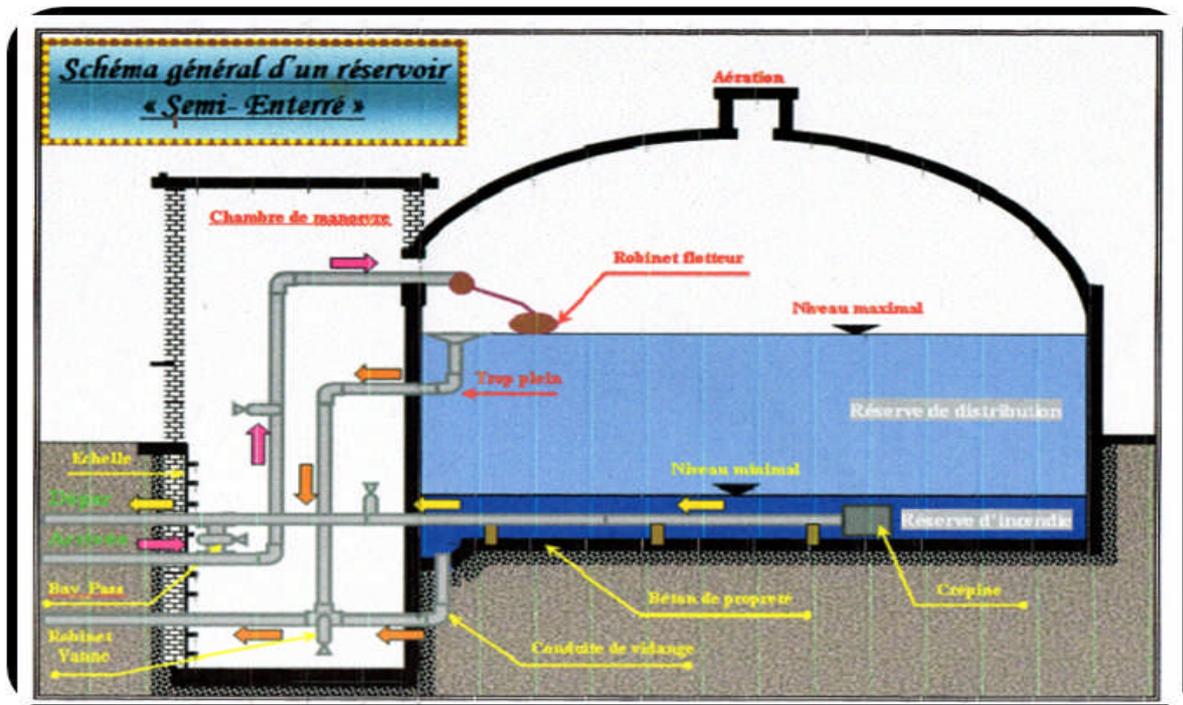


Figure (II.2) : Schéma générale d'un réservoir semi enterré

II.5. Choix du type du réservoir

Vu la topographie des lieux, le relief de la région étant très accidenté et les avantages qu'offrent les réservoirs circulaires, semi enterrés, à savoir [6]:

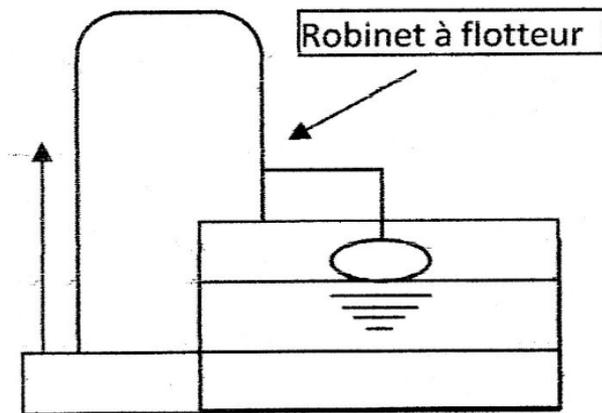
- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Conservation de l'eau à une température constante.

II.6. Equipement des réservoirs

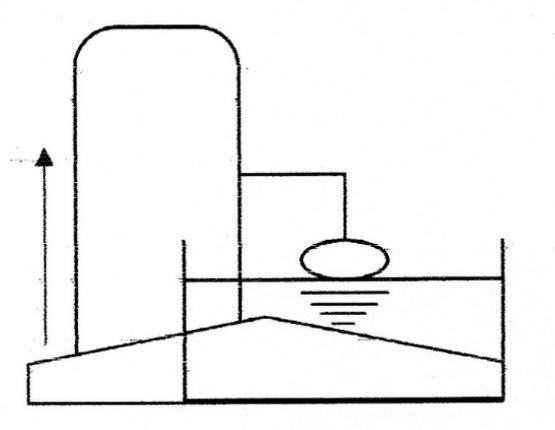
Les réservoirs sont dotés de plusieurs équipements, dont on cite essentiellement [4]:

II.6.1. Conduite d'arrivée

L'arrivée de la conduite d'adduction dans le réservoir s'effectue soit par surverse, avec chute libre (Figure(II.3)), soit en plongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité reste toujours noyée (Figure(II.4)). L'installation d'un robinet flotteur interrompt l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint son niveau maximum [4].



Figure(II.3): Adduction avec chute libre



Figure(II.4): Adduction noyée

II.6.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution sera l'opposé de la conduite d'amenée, à une faible hauteur au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter d'entraîner dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir (Figure (II.5)) [4].

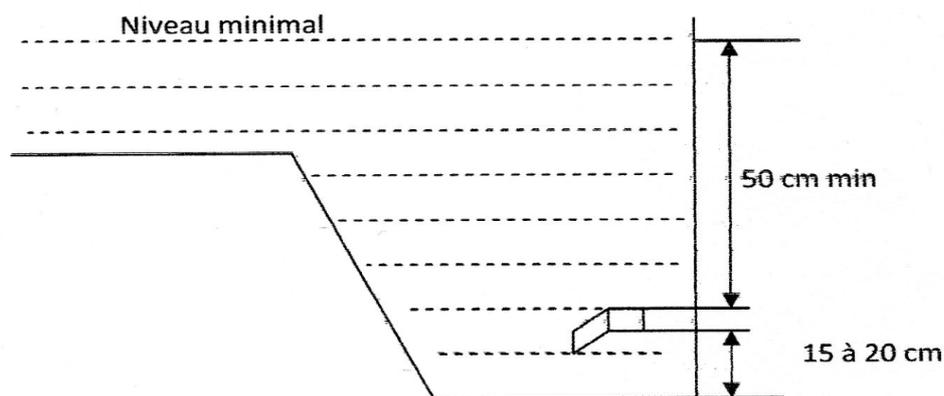


Figure (II.5): Conduite de distribution

II.6.3. Conduite de trop plein

Elle sert à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir vers un exutoire lorsque le niveau d'eau dans celui-ci atteint sa limite maximale. Il est prévu en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage (Figure (II.6)) [4].

II.6.4. Conduite de vidange

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 (Figure (II.6)). On n'effectue cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

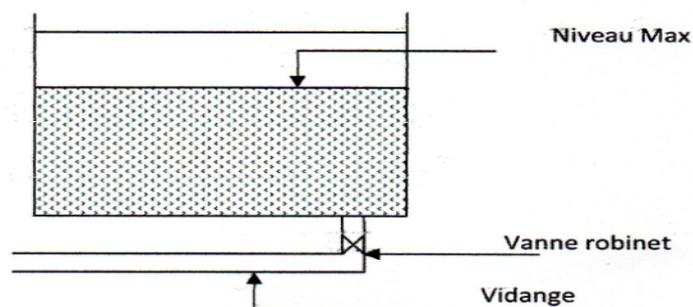


Figure (II.6): Conduite de trop plein et de vidange

II.6.5. By-pass

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non séparé (Figure(II.7)), il suffit de disposer un by-pass [4].

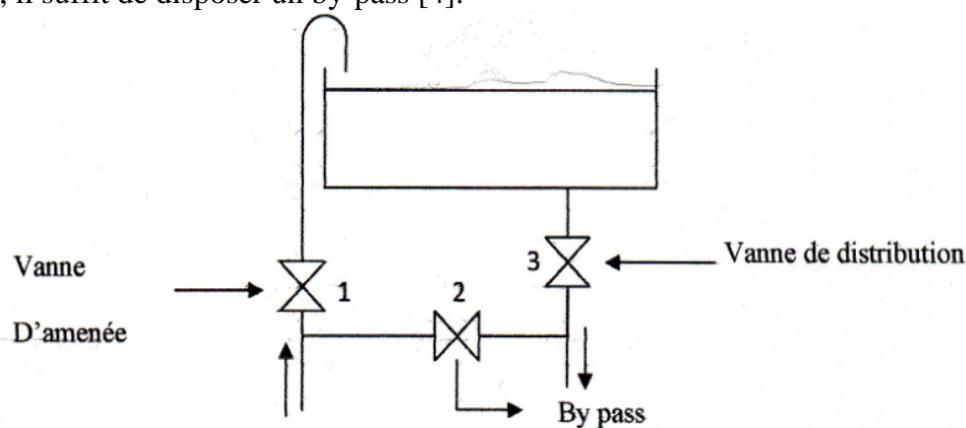


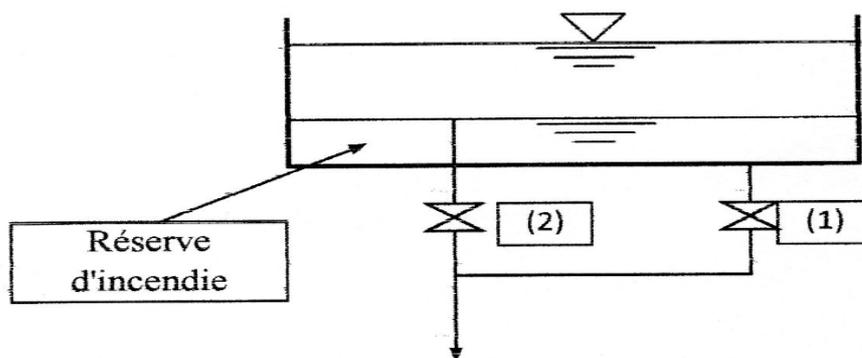
Figure (II.7): By-pass d'un reservoir

II.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois que le niveau d'incendie est atteint, nous distinguons le système à deux prises et le système à siphon [7].

➤ Système à deux prises

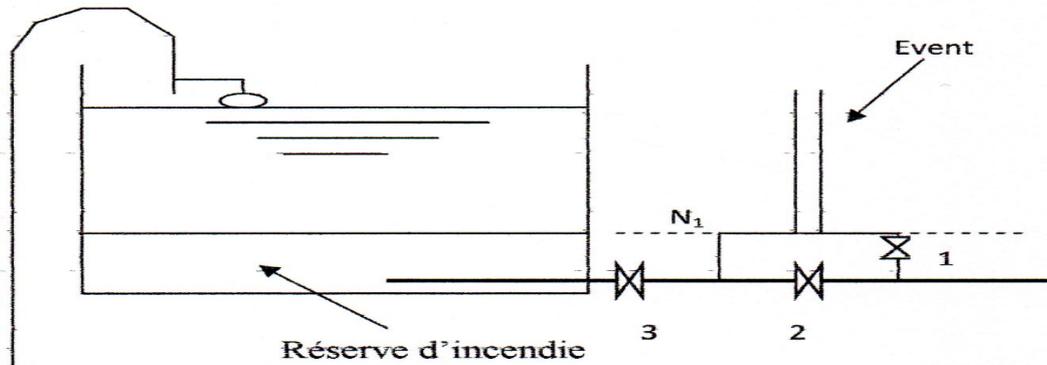
Ce système est rarement utilisé, du fait que la réserve d'incendie étant constamment pleine et n'est pas convenablement renouvelée. En temps normale, "1" est fermée et "2" ouverte. En cas de sistr, il suffit d'ouvrir "1". Il existe ainsi une tranche d'eau morte ce qu'il faut éviter (Figure (II.8)).



Figure(II.8): Système à deux prises

➤ **Systeme à siphon**

Ce système a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie. Quand le niveau atteint son niveau minimum, le siphon se désamorce. En temps normale "1" et "3" ouvertes et "2" fermée. En cas de sinistre, on ouvre la vanne "2". Cette dernière sera, de préférence, une vanne papillon à ouverture rapide et commandée électriquement (Figure (II.9)).



Figure(II.9): Système à siphon

II.7. Entretien des réservoirs

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve.
- Elimination des dépôts sur les parois
- Examen et répartitions éventuelles de celles-ci.
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.
- Remise en service.

II.8. Hygiène et sécurité

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, il faut que les réservoirs soient :

- ✓ Couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers.
- ✓ Eclairés par des ouvertures munies de plaque de verre.
- ✓ Etanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau.

II.9. Capacité théorique du réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

- **Principe de calcul :**

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder à deux méthodes:

- Soit par la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.
- Soit par la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

II.9.1. Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

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

Avec :

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

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

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

II.9.1.1. Détermination de la valeur de P %

- 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 répartie la consommation maximale journalière sur 24 heures.
- Le débit de pompage est réparti sur 20 heures tout le 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.9.2. Le volume total du réservoir

Le volume total est détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$VT = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{II.2})$$

VT : Capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : Volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de $60 \text{ m}^3/\text{h}$ (c'est un volume minimum)

Leur dimension est donnée comme suite:

➤ Hauteur du réservoir

On prend la hauteur du réservoir égale à 4 m, cette valeur est une valeur standard.

➤ Diamètre du réservoir

$$D = \left[\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{1/2} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

D : Diamètre du réservoir (m).

V : Volume du réservoir.

H : Hauteur du réservoir (on prend la hauteur $H=4 \text{ m}$).

➤ **Hauteur du volume d'incendie**

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{4 \times V_t}{\pi \times (D)^2} \right]^{1/2} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

H_{inc} : Hauteur du volume d'incendie (m).

V_t : Volume du réservoir total.

D : Diamètre du réservoir (m).

II.10. Dimensionnement des stations de reprises

Les stations de reprises jouent le rôle de transit, leur dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. Pour les stations de reprise d'une forme circulaire, le temps de stockage sera d'un quart d'heure (1/4 heure). Alors le volume est donné par la formule suivante [6]:

$$V_{\text{sr}} = Q_{\text{max}} \times t \quad (\text{II.5})$$

Avec :

V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3).

Q_{max} : Débit entrant dans la station (m^3/s).

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

II.10.1. Dimensionnement de la station de reprise SR1 et SR2

Le refoulement a partir du point de piquage jusqu'à SR2, s'effectue par l'intermédiaire de station de reprise SR1, leur volume de stockage est fonction du temps de fermeture complète des vannes de réglage des tronçons précédent, ce temps est estimé à un quart d'heure. Le débit entrant dans les stations de reprise = $5800.62 \text{ m}^3/\text{j} = 0.079 \text{ m}^3/\text{s}$

$$V_{\text{SR1}} = V_{\text{SR2}} = 0.079 \times 900 = 71.1 \text{ m}^3$$

Remarque : Une réserve utile de 71.1 m^3 permet un fonctionnement optimum des stations de reprise. Dans les deux stations de reprise, il existe pour chaque station un réservoir de capacité de 500 m^3 . Alors il y'a une forte sécurité en cas de rupture de la conduite de refoulement ou de panne des équipements des stations.

II.11. Dimensionnement des capacités des réservoirs

II.11.1. Dimensionnement de la capacité du réservoir tampon (RT)

Le réservoir tampon (RT) servira gravitairement les réservoirs de la localité de Larbaa Nath Irathen et de la localité d'Ait Oumalou, avec un débit de **12175,84 m^3/j** .

Il est alimenté à partir de la source de Souk El Djamma avec un débit de **3500 m^3/j** gravitairement, une autre source à partir des forages de Takhoukht avec un débit de **3000 m^3/j** par refoulement. Une troisième source, Oued Rabta (le projet étudié), avec un débit de **5675.84 m^3/j** par refoulement, le tableau (II.1) représente le calcul de résidu maximal dans le réservoir tampon (RT).

Tableau (II.1): Evaluation du volume résiduel du réservoir tampon (R T)

Heure	Apport %			Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
	Source 1 Oued Rabta	Source Takhoukht	Source Souk El Djamma				
0-1	0,59	2,04	2,38	4,16	0,84	-	0,8
1-2	0,59	2,04	2,38	4,16	0,84	-	1,7
2-3	0,59	2,04	2,38	4,16	0,84	-	2,5
3-4	0,59	2,04	2,38	4,16	0,84	-	3,4
4-5	0,59	2,04	2,38	4,16	0,84	-	4,2
5-6	0,59	2,04	2,38	4,16	0,84	-	5,0
6-7	0,59	2,04	2,38	4,16	0,84	-	5,9
7-8	0,59	2,04	2,38	4,16	0,84	-	6,7
8-9	0,59	2,04	2,38	4,17	0,83	-	7,5
9-10	0,59	2,04	2,38	4,17	0,83	-	8,4
10-11	0,59	2,04	2,38	4,17	0,83	-	9,2
11-12	0,59	2,04	2,38	4,17	0,83	-	10,0
12-13	0,59	2,04	2,38	4,17	0,83	-	10,9
13-14	0,59	2,04	2,38	4,17	0,83	-	11,7
14-15	0,59	2,04	2,38	4,17	0,83	-	12,5
15-16	0,59	2,04	2,38	4,17	0,83	-	13,4
16-17	0,59	2,04	2,38	4,17	0,83	-	14,2
17-18	0,59	2,04	2,38	4,17	0,83	-	15,0
18-19	0,59	2,04	2,38	4,17	0,83	-	15,9
19-20	0,59	2,04	2,38	4,17	0,83	-	16,7
20-21	0	0	0	4,17	-	-4,17	12,5
21-22	0	0	0	4,17	-	-4,17	8,3
22-23	0	0	0	4,17	-	-4,17	4,2
23-24	0	0	0	4,17	-	-4,17	0,0
Total	11,76	40,73	47,52	100			

P (%) = 16.7 %

Calcul de la capacité du réservoir tampon (R T)

Le volume résiduel sera : $V_{\max} = 16.7 \times \frac{12175.84}{100} = 2030.93 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 2030,93 + 120 = 2150,93 \text{ m}^3$

Remarque: il existe deux réservoirs de capacité de 1000 m^3 , se qu'il fait 2000 m^3 de capacité totale. Alors la capacité existante n'est pas suffisante. En réalisant un réservoir de 150 m^3 , afin d'atteindre la capacité de stockage demandée.

• **Calcul du diamètre du réservoir**

$$D_{(150)} = \left[\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{1/2} = \left[\frac{4 \times 150}{\pi \times 4} \right]^{1/2} = 6.9 \text{ m}$$

Le diamètre standard du réservoir projeté est $D = 7 \text{ m}$

• **Calcul de la hauteur du volume d'incendie**

$$H_{inc} = \left[\frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times (D(2150))^2} \right]^{1/2}$$

$$D_{(2150)} = \left[\frac{4 \times 2150}{\pi \times 4} \right]^{1/2} = 26.17 \text{ m}$$

$$H_{inc} = \left[\frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times (D(1000))^2} \right]^{1/2} = 0.46 \text{ m}$$

La hauteur du volume d'incendie $H_{inc}=18 \text{ m}$

II.11.2. Dimensionnement de la capacité des réservoirs des deux localités

II.11.2.1. Dimensionnement du réservoir de Larbaa Nath Irathen

Ce réservoir alimentera la zone Larbaa Nath Irathen par les réservoirs (R12) gravitairement. On a $K_{max} = 1,5$. Avec un débit maximal journalier $Q_{max,j} = 3121,92 \text{ m}^3/\text{j}$. Le calcul du résidu du réservoir de la zone de Larbaa Nath Irathen est représenté dans le tableau (II.2).

Pour les valeurs de la variation de la consommation horaire est donnés en fonction de la valeur de K_{max} . Annexe (1).

Tableau (II.2): Evaluation du volume résiduel du réservoir de Larbaa Nath Irathen

Heure	Apport %	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	4,16	1,5	2,66	-	2,66
1-2	4,16	1,5	2,66	-	5,32
2-3	4,16	1,5	2,66	-	7,98
3-4	4,16	1,5	2,66	-	10,64
4-5	4,16	2,5	1,66	-	12,3
5-6	4,16	3,5	0,66	-	12,96
6-7	4,16	4,5	-	- 0,34	12,62
7-8	4,16	5,5	-	- 1,34	11,28
8-9	4,17	6,25	-	- 2,08	9,2
9-10	4,17	6,25	-	- 2,08	7,12
10-11	4,17	6,25	-	- 2,08	5,04
11-12	4,17	6,25	-	- 2,08	2,96
12-13	4,17	5	-	- 0,83	2,13
13-14	4,17	5	-	- 0,83	1,3
14-15	4,17	5,5	-	- 1,33	-0,03
15-16	4,17	6	-	- 1,83	-1,86
16-17	4,17	6	-	- 1,83	-3,69
17-18	4,17	5,5	-	- 1,33	-5,02
18-19	4,17	5	-	- 0,83	-5,85
19-20	4,17	4,5	-	- 0,33	-6,18
20-21	4,17	4	0,17	-	-6,01
21-22	4,17	3	1,17	-	-4,84
22-23	4,17	2	2,17	-	-2,67
23-24	4,17	1,5	2,67	-	0
total	100	100			

$$P (\%) = |12.96| + |-6.18| = 19.14 (\%)$$

Calcul de la capacité du réservoir de (Larbaa Nath Irathen)

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_{\max} = 19.14 \times \frac{3121,92}{100} = 597,54 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 597.54 + 120 = 717.54 \text{ m}^3$$

Remarque : Actuellement dans cette zone, il existe deux réservoirs de capacité de 500 m³. Alors la capacité des ces deux réservoirs est suffisante pour répondre au besoin de cette zone pour l'horizon 2045.

II.11.2.2. Dimensionnement du réservoir d'Imainserene

Ce réservoir alimentera la zone Imainserene par le réservoir tampon (R15) gravitairement. On a $K_{\max} = 2,5$. Avec un débit maximal journalier $Q_{\max,j} = 200.12 \text{ m}^3/\text{j}$ pour Imainserene et un autre débit $Q_{\max,j} = 238.16$ pour le réservoir de El hamam_ighil n'tazarth. Le calcul du résidu du réservoir de la zone d'Imainserene est représenté dans le tableau (II.3).

Tableau (II .3): Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Imainserene

heure	apport %	sortie		surplus %	déficit %	résidu %
		consommation%	distribution%			
0-1	4,16	0,28	2,22	1,66	-	1,66
1-2	4,16	0,28	2,22	1,66	-	3,32
2-3	4,16	0,56	2,22	1,38	-	4,7
3-4	4,16	0,56	2,22	1,38	-	6,08
4-5	4,16	1,65	2,22	0,29	-	6,37
5-6	4,16	1,65	2,22	0,29	-	6,66
6-7	4,16	2,12	2,22	-	-0,18	6,48
7-8	4,16	4,8	2,22	-	-2,86	3,62
8-9	4,17	4,14	2,22	-	-2,19	1,43
9-10	4,17	3,06	2,22	-	-1,11	0,32
10-11	4,17	1,93	2,22	0,02	-	0,34
11-12	4,17	1,93	2,22	0,02	-	0,36
12-13	4,17	1,65	2,22	0,3	-	0,66
13-14	4,17	1,65	2,22	0,3	-	0,96
14-15	4,17	2,21	2,22	-	-0,26	0,7
15-16	4,17	2,92	2,22	-	-0,97	-0,27
16-17	4,17	4,89	2,22	-	-2,94	-3,21
17-18	4,17	4,42	2,22	-	-2,47	-5,68
18-19	4,17	3,43	2,22	-	-1,48	-7,16
19-20	4,17	0,75	2,22	1,2	-	-5,96
20-21	4,17	0,75	2,22	1,2	-	-4,76
21-22	4,17	0,47	2,22	1,48	-	-3,28
22-23	4,17	0,3	2,23	1,64	-	-1,64
23-24	4,17	0,3	2,23	1,64	-	0
Total	100	46,7	53,3			

$$P (\%) = | +6.66 | + | -7.16 | = 13.82 (\%)$$

Calcul de la capacité du réservoir d'Imainseren

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_{\max} = 13.82 \times \frac{438.28}{100} = 60.57 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 60.57 + 120 = 180.57 \text{ m}^3$$

Remarque : Le réservoir existant à une capacité de 100 m^3 , alors pour répandre a la réserve nécessaire il faut construire un nouveau réservoir de capacité 100 m^3 .

Calcul de diamètre de réservoir :

$$D = \left[\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{1/2} = \left[\frac{4 \times 100}{\pi \times 4} \right]^{1/2} = 5.6 \text{ m}$$

Le diamètre standard égal 18 m. Alors $D = 6 \text{ m}$

Le diamètre de chaque réservoir est 18 m

Calcul de la hauteur du volume d'incendie

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times (D(200))^2} \right]^{1/2}$$

$$D(200) = \left[\frac{4 \times 175}{\pi \times 4} \right]^{1/2} = 7.47 \text{ m}$$

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times (D(200))^2} \right]^{1/2} = 1.55 \text{ m}$$

La hauteur de volume d'incendie = 18 m

II.11.3. Dimensionnement des réservoirs des localités des deux communes

Le dimensionnement des réservoirs des localités sont représenté dans le tableau (II.4). Le dimensionnement du réservoir dépend du volume de sortie (consommation et la distribution si elle existe), et du volume à l'entrée.

Avec :

$P (\%)$

$V_r (\text{m}^3)$

$V_t (\text{m}^3)$: Volume total de réservoir

D calculée : Diamètre du réservoir projeté (diamètre calculé)

D_{rp} standard: Diamètre du réservoir projeté

$H_{\text{v inc}}$: Hauteur du volume d'incendie

Tableau (II.4) : Tableau récapitulatif de dimensionnement des réservoirs des deux localités

localité	Zone	Réservoir	Débit (m ³)	P (%)	V _r (m ³)	V _t (m ³)	réservoir existant (m ³)	réservoirs projetés (m ³)	D calculé (m)	D rp standard (m)	H v inc (m)
Larbaa Nath Irathen	Larbaa Nath Irathen	R12	3121,92	19,14	597,54	717,54	2*500	-	-	-	0,69
	Taurirt Mokrane	R14	1297,4	18,9	245,21	365,21	2*500	-	-	-	0,69
	Tighilt El Hadj Ali Affensou	R18	1528,53	11,1	169,67	289,67	200	100	5,6	6	1,26
	Agumoun	R17	2338,11	4,47	104,51	224,51	100	125	6,3	7	1,39
	Taza	R21	334,77	29,89	100,06	220,06	50	175	7,5	8	1,46
	Ighil Guefri	R20	129,97	29,01	38,58	158,58	75	100	5,6	6	1,66
	El Hammam Ighil N'tazarth	R16	238,16	29,01	70,69	190,69	100	100	5,6	6	1,55
	Imenserene	R15	1966,81	2,91	57,23	177,23	100	100	5,6	5	1,55
	Thaloult	R13	121,05	29,01	35,93	155,93	20	150	6,9	7	1,68
	Tagumount Boudfal	R19	727,18	5,13	37,30	157,30	200	-	0,0	0	1,55
Agouni Tgharmine	R22	136,57	19,01	40,53	160,53	50	125	6,3	7	1,66	
Ait Oumalou	Agouni Bouregh	R5	3893,14	8,68	337,92	457,92	200	300	9,8	10	0,98
	Taddart Bouada	R1	1525,3	6,58	100,36	220,36	100	125	6,3	7	1,46
	Tablabalt	R2	1041,6	16,75	174,47	294,47	200	100	5,6	6	1,26
	Ifanaiene	R6	480,46	22,45	107,86	227,86	100	250	8,9	9	1,17
	Abouda Bouada	R9	1197,37	14,8	177,21	297,21	100	200	8,0	8	1,26
	Arous	R7	69,53	30,14	20,96	140,96	100	50	4,0	4	1,79
	Boudjeha	R3	107,71	30,14	32,46	152,46	50	100	5,6	6	1,79
	Taguemount Iheddaden	R4	131,95	30,14	39,77	159,77	30	150	6,9	7	1,63
	Abbouda oufella	R8	1824,91	5,07	92,52	212,52	200	50	4,0	4	1,39
	Sidi Yacoub	R11	281,22	29,68	83,47	203,47	100	100	5,6	6	1,55
Thanouart	R10	347,07	26,43	91,73	211,73	100	125	6,3	7	1,46	

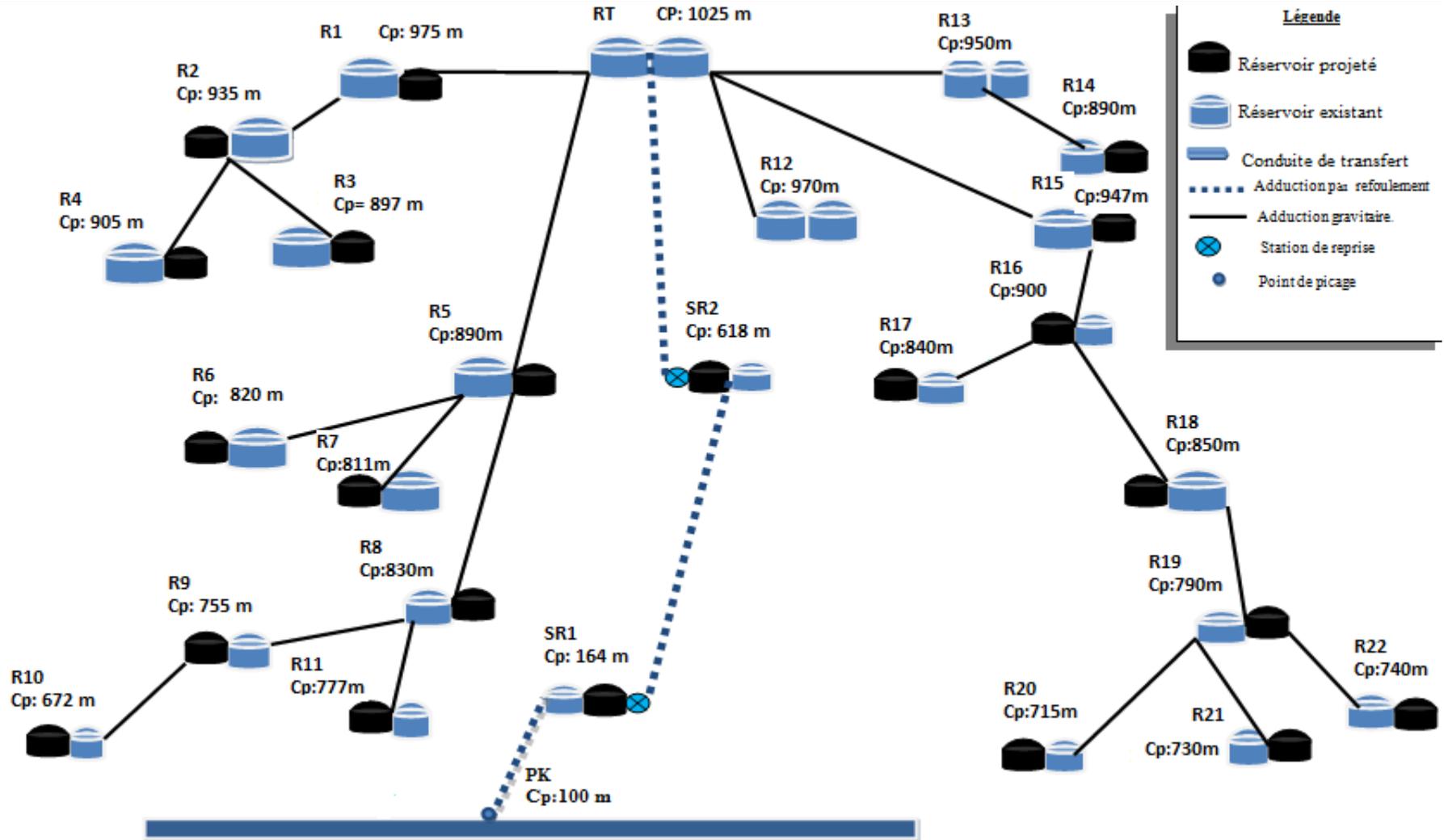


Figure (II.10): Schéma d'emplacement des réservoirs

II.12. Détermination de la capacité de la station de reprise (SR1, SR2)

La bêche à eau de la station de reprise est considérée comme un réservoir vu qu'elle est alimentée gravitairement à partir du point de piquage (pk), avec un débit 236.49 m³/h, l'alimentation se fait 24/24 h. Le transfert se fait avec un refoulement pendant une durée de 20 heures par jour. Le tableau (II.5) regroupe les calculs de résidu maximal du réservoir de la station de reprise (SR1 et SR2),

Remarque : La capacité de la première station de reprise (SR1) 500 m³ est égale à la capacité de la deuxième station de reprise (SR2), (le débit d'entrée et le débit de sortie dans les deux stations sont pareils).

Tableau (II .5): Evaluation du volume résiduel du réservoir des stations de reprise (SR1, SR2)

heure	apport %	sortie %	surplus %	déficit %	résidu %
0-1	4,16	5	-	-0,84	-0,8
1-2	4,16	5	-	-0,84	-1,7
2-3	4,16	5	-	-0,84	-2,5
3-4	4,16	5	-	-0,84	-3,4
4-5	4,16	5	-	-0,84	-4,2
5-6	4,16	5	-	-0,84	-5,0
6-7	4,16	5	-	-0,84	-5,9
7-8	4,16	5	-	-0,84	-6,7
8-9	4,17	5	-	-0,83	-7,6
9-10	4,17	5	-	-0,83	-8,4
10-11	4,17	5	-	-0,83	-9,2
11-12	4,17	5	-	-0,83	-10,0
12-13	4,17	5	-	-0,83	-10,9
13-14	4,17	5	-	-0,83	-11,7
14-15	4,17	5	-	-0,83	-12,5
15-16	4,17	5	-	-0,83	-13,4
16-17	4,17	5	-	-0,83	-14,2
17-18	4,17	5	-	-0,83	-15,0
18-19	4,17	5	-	-0,83	-15,9
19-20	4,17	5	-	-0,83	-16,7
20-21	4,17	-	4,17	-	-12,5
21-22	4,17	-	4,17	-	-8,3
22-23	4,17	-	4,17	-	-4,2
23-24	4,17	-	4,17	-	0,0
Total	100	100			

$$P (\%) = |-16.7| = 16.7 (\%)$$

Volume de la station de reprise

$$V (SR1) = V (SR2) = \frac{(P (\%) \times Q \text{ max.j})}{100}$$

$$V (SR 1)=_{VR 2} = \frac{(16.7 \times 5675,84)}{100} = 947,87 \text{ m}^3$$

Avec :

V (SR1) : Volume de la station de reprise.

V (SR2) : Volume de la station de reprise.

Remarque : Dans chaque station de reprise il existe un réservoir de capacité de 500 m³. Alors cette capacité ne suffi pas, il est utile de projeter un autre réservoir d'une capacité de 500 m³, pour atteindre le volume nécessaire à pompé pendant le fonctionnement des pompes.

II.13. Conclusion

Après le calcul des réservoirs, dans les deux localités on a dimensionné 22 réservoirs pour les besoins des agglomérations, nous avons remarqué que la majorité des réservoirs ne suffisent pas les besoins des agglomérations à l'horizon d'étude 2045. C'est pour cette raison, on a recommandé de projeter d'autres réservoirs qui jouent le rôle des réservoirs d'équilibre.

Et cela sur le long de notre système d'adduction principale (refoulement), on a projeté (3) réservoirs répartis comme suit :

- Au niveau de la (SR1) : un réservoir circulaire de capacité 500 m³.
- Au niveau de la (SR2) : un réservoir circulaire de capacité 500 m³.
- Au niveau du réservoir tampon (RT) : un réservoir de capacité 150 m³.

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités à l'horizon d'étude 2045.

chapiire III: Adduktion

III.1. Introduction

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique en vue d'acheminer l'eau depuis la zone de captage (forage, source, réservoir de stockage ou bien barrage), soit vers le lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation. Ces adductions peuvent être classées soit [6] :

III.1.1. Adduction gravitaire

Ce type d'adduction ne fait intervenir que le seul travail de la pesanteur. En effet, l'écoulement des eaux dans les conduites dépend de la pente. Le lieu de captage se situe donc à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

III.1.2. Adduction par refoulement

Dans l'adduction par refoulement, le captage se situe à niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

III.2. Choix du tracé

Le tracé de la conduite est choisi selon certains facteurs d'ordre technique et économique, il exige les conditions suivantes [7] :

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

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

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

III.3. Description du schéma d'adduction

La chaîne de refoulement des deux communes de Larbaa Nath Irathen et Ait Oumalou est composée d'un système étagé de stations de reprise, réparties le long de l'itinéraire, allant du point de piquage, sur transfert barrage Taksebt vers Azazga, jusqu'aux réservoirs jumelés Abouidid (SR1 et alimenté par refoulement du point de piquage puis de la SR1 à SR2 ; même chose par refoulement et de la SR2 jusqu'aux réservoirs jumelés Abouidid) ; puis les villages des deux communes sont alimentés gravitairement (Figure II.10).

III.4. Choix du type des conduites

Une conduite est constituée par un assemblage de tuyaux, les uns aux autres. Ces derniers peuvent être :

- Métallique : fonte et Acier
- A base de ciment : béton armé, béton précontraint
- En matière thermoplastique : chlorure de polyvinyle (PVC), Polyéthylène (PEHD).

Le choix du matériau des conduites enterrées dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique. Sur le plan technique, cette faisabilité dépend de plusieurs exigences, telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et aux charges mobiles.
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilitation d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique, elle dépend essentiellement :

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

Dans le projet actuel, nous avons opté pour celles, en Acier et PEHD, vu les avantages qu'elle présente:

- **Conduite en Acier**
 - ✓ Bonne résistance aux chocs et aux charges compressives.
 - ✓ Longueur des conduites varie entre 6 à 16 m ce qui réduit le nombre de joints, par conséquent, une réduction des risques de fuites.
- **Conduite en PEHD**
 - ✓ Facilité de pose (grand flexibilité) possibilité d'enroulement en couronne pour les petites diamètres.
 - ✓ Fiables au niveau du branchement (pas de fuite).

III.5. Etude technico-économique

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite, qui repose sur deux critères [8] :

- Techniquement le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à des vitesses accessibles, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite et la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 2 m/s.
- Les frais d'investissement (Frais d'exploitation + Frais d'amortissement) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

III.5.1. Calcul du diamètre économique

Afin d'obtenir un équilibre relatif entre ces deux facteurs, le diamètre doit être judicieusement choisi, de façon à avoir l'optimum économique. Pour cela, on dispose de deux corrélations établies par **BRESS** et **BONNIN** [8], qui permettent l'approximation de ce diamètre économique D_N :

- **Formule de BONNIN** : $D_{N1} = \sqrt{Q}$ (III.1)

- **Formule de BRESS** : $D_{N2} = 1.5 \times \sqrt{Q}$ (III.2)

Avec :

- Q : Débit transitant dans la conduite en (m^3/s).
- D_N : Diamètre de la conduite (m).

Ces deux formules nous donnent une approche du diamètre économique suivant plusieurs diamètres normalisés. Le plus économique sera celui qui présent un bilan minimal et une vitesse acceptable (0.5 m/s à 2 m/s).

III.5.2. Calcul de la vitesse

La vitesse sera calculée par la formule suivante :

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

Avec :

- Q : Débit (m³/s).
- D : Diamètre de la conduite (m).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).

III.5.3. Calcul des pertes de charge

On considère deux types de pertes de charge :

- Perte de charge linéaire : due aux frottements contre les parois internes de la conduite.
- Perte de charge singulière : au niveau des coudes, clapets et les pièces spéciales.

III.5.3.1. Pertes de charge linéaire (H_L)

Elles se déterminent à partir de la formule de DARCY-WEISBACH [9] :

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

Avec :

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

$$H_L = \lambda \cdot L \cdot \frac{V^2}{2gD} \quad (\text{III.6})$$

Avec:

- J: Perte de charge par unité de longueur (m).
- L: Longueur de la conduite (m).
- λ : Coefficient de perte de charge de Darcy.
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur (m²/s²).

λ se calcule selon le régime d'écoulement qui est déterminé à partir de l'abaque de Moody (Annexe 2) en fonction du nombre de REYNOLDS et la rugosité relative. On peut appliquer les formules suivantes [9] :

- En régime turbulent rugueux, λ est donné par la formule de NIKURADZE [9] :

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

- En régime transitoire, λ est donné par la formule de COLEBROOK [9] :

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

Avec :

- K : Rugosité de la conduite, qui représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau. Dans la pratique K est pris égal à :
 - 10^{-3} m pour l'acier.
 - mm pour les diamètres ≤ 200 mm et 0.02 mm pour les diamètres > 200 mm pour le PEHD.
- Re : Nombre de REYNOLDS qui est donné par la formule suivante [9]:

$$Re = \frac{vD}{\nu} \quad (\text{III.9})$$

Ou :

ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOKES [8]

$$\nu = \frac{0.0178}{1+0,00337T+0,000221T^2} \quad (\text{III.10})$$

- T : Température de l'eau en $^{\circ}\text{C}$
- à 10°C : $\nu = 1,30 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$
- à 20°C : $\nu = 1,00 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$

III.5.3.2. Pertes de charge singulières H_s

Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires [9].

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

III.5.3.3. Pertes de charge totale H_t

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

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

III.5.3.4. Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{mt})

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

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

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m).
- H_{mt} : Hauteur manométrique.
- H_t : Pertes de charge totales.

III.6. Puissance absorbé par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbé au niveau de l'arbre de la pompe, elle est exprimée par la relation suivante [5,9] :

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

Avec :

- Q : Débit à refouler (m^3/s).
- η : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 75%).
- Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

III.7. Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- t : Temps de pompage (20h)
- P_a : Puissance absorbée (Kwh)

III.8. Frais d'exploitation

Ils sont déterminés par la formule suivante [9]:

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

Où :

- E : Energie consommée par la pompe.
- e = 4.2 Da : Prix d'un Kwh selon SONELGAZ.

III.9. Calcul de l'amortissement

III.9.1. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont le produit du prix de revient des conduites et de l'annuité. Les prix de revient sont représentés dans (annexe 3) et seront calculés à partir de la formule suivante [7,9] :

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

Avec :

- P_u : Prix de mètre linéaire de la conduite (Da/ml).
- L : Longueur de tronçon (m).
- A : Amortissement annuel (Annuité).

III.9.2. Calcul de l'annuité

L'annuité se calcule à partir de la formule suivante [7,9] :

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

Où :

- i : Taux d'annuité annuel, i=8% ;
- n : Nombre d'années d'amortissement (n = 30 ans)

Donc, A = 0,089.

III.9.3. Calcul du bilan

Le bilan sera calculer par la formule suivante :

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

III.10. Calcul des diamètres économiques pour les conduites d'adduction par refoulement

III.10.1. Calcul du diamètre économique pour le tronçon PK-SR1

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit refoulé : Q = 65.69 l/s = 0.06569 m³/s

- Longueur de la conduite : $L = 600$ m
- Hauteur géométrique : $H_g = 64$ m
- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q} = 0.256$ m
- Formule de BRESS : $D = 1.5 \sqrt{Q} = 0.384$ m

On prend la gamme de diamètres : [250 ; 300 ; 400]

Les résultats du calcul sont représentés dans les tableaux (III.1), (III.2), (III.3) et (III.4) ci-dessous :

- **Calcul de la Hmt**

Tableau (III.1) : Calcul de la Hmt

D (mm)	V(m/s)	Re	K/D	λ	H_L	Ht	Hmt
250	1.34	257692.31	4×10^{-3}	0.0288	6,33	7,27	71,27
300	0.93	214615,385	3.33×10^{-3}	0.0276	2,43	2,80	66,80
400	0.52	160000.00	2.5×10^{-3}	0.0258	0,53	0,61	64,61

- **Calcul des frais d'exploitation**

Tableau (III.2) : Calcul des frais d'exploitation

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	e (DA/kwh)	F exp (DA)
250	61.24	447029.95	4.2	1877525.81
300	57.40	418992.58	4.2	1759768.82
400	55.51	405256.14	4.2	1702075.80

- **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau (III.3) : Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	Pu DA/ml)	L(m)	A	Fam(DA)
250	4500	600	0.089	240300
300	5000	600	0.089	267000
400	8000	600	0.089	427200

- **Calcul du bilan**

Tableau (III.4) : Calcul du bilan

D (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
250	1877525.81	240300	2129275.80
300	1759768.82	267000	2038623.55
400	1702075.80	427200	2131646.75

D'après le bilan le diamètre économique est celui de **300 mm**, avec une vitesse de **0.93 m/s**.

III.10.2. Calcul du diamètre économique pour le tronçon SR1-SR2

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit refoulé : $Q = 78.83$ l/s = 0.07883 m³/s
- Longueur de la conduite : $L = 4200$ m
- Hauteur géométrique : $H_g = 454$ m

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q} = 0.280 \text{ m}$
- Formule de BRESS : $D = 1.5 \sqrt{Q} = 0.421 \text{ m}$

On prend la gamme de diamètres : [250 ; 300 ; 400]

Les résultats du calcul sont représentés dans les tableaux (III.5), (III.6), (III.7) et (III.8) ci-dessous :

- **Calcul de la Hmt**

Tableau (III.5) : Calcul de la Hmt

D (mm)	V(m/s)	Re	K/D	λ	H_L	Ht	Hmt
250	1.61	309615,385	$4 \cdot 10^{-3}$	0.0288	63.92	73.51	527.51
300	1.12	258461,54	$3.33 \cdot 10^{-3}$	0.0275	24.61	28.31	482.31
400	0.63	193846,154	$2.5 \cdot 10^{-3}$	0.0255	5.42	6.23	460.23

- **Calcul des frais d'exploitation**

Tableau (III.6) : Calcul des frais d'exploitation

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	e (DA/kwh)	F exp (DA)
250	543,913662	3970569,73	4.2	16676392,9
300	497,308105	3630349,16	4.2	15247466,5
400	474,541496	3464152,92	4.2	14549442,3

- **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau (III.7) : Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	Pu DA/ml)	L(m)	A	Fam(DA)
250	4500	4200	0.089	1682100
300	5000	4200	0.089	1869000
400	8000	4200	0.089	2990400

- **Calcul du bilan**

Tableau (III.8) : Calcul du bilan

D (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
250	16676392,9	1682100	18358492,9
300	15247466,5	1869000	17116466,5
400	14549442,3	2990400	17539842,3

D'après le bilan le diamètre économique est celui de **300 mm**, avec une vitesse de **1.12 m/s**.

III.10.3. Calcul du diamètre économique pour le tronçon SR2-RT

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit refoulé : $Q = 78.83 \text{ l/s} = 0.07883 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de la conduite : $L = 5300 \text{ m}$
- Hauteur géométrique : $H_g = 407 \text{ m}$
- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q} = 0.280 \text{ m}$
- Formule de BRESS : $D = 1.5 \sqrt{Q} = 0.421 \text{ m}$

On prend la gamme de diamètres : [250 ; 300 ; 400]

Les résultats du calcul sont représentés dans les tableaux(III.9), (III.10) (III.11) et (III.12) ci-dessous :

- **Calcul de la Hmt**

Tableau (III.9) : Calcul de la la Hmt

D (mm)	V(m/s)	Re	K/D	λ	H_L	Ht	Hmt
250	1.61	309615,385	$4 \cdot 10^{-3}$	0.0288	80.66	92.76	499.76
300	1.12	258461,54	$3.33 \cdot 10^{-3}$	0.0275	31.06	35.72	442.72
400	0.63	193846,154	$2.5 \cdot 10^{-3}$	0.0255	6.83	7.86	414.86

- **Calcul des frais d'exploitation**

Tableau (III.10) : Calcul des frais d'exploitation de la conduite SR2-RT

D (mm)	P (kw)	E (kwh)	e (DA/kwh)	F exp (DA)
250	515,300737	3761695,38	4.2	15799120,6
300	456,486998	3332355,09	4.2	13995891,4
400	427,760653	3122652,76	4.2	13115141,6

- **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau (III.11) : Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	Pu DA/ml)	L(m)	A	Fam(DA)
250	4500	5300	0.089	2122650
300	5000	5300	0.089	2358500
400	8000	5300	0.089	3773600

- **Calcul du bilan**

Tableau (III.12) : Calcul du bilan

D (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
250	15799120,6	2122650	17921770,6
300	13995891,4	2358500	16354391,4
400	13115141,6	3773600	16888741,6

D'après le bilan le diamètre économique est celui de **300 mm**, avec une vitesse de **1.12 m/s**.

III.11. Calcul des diamètres pour les conduites d'adduction gravitaire

Dans le schéma d'adduction, il ya pas moins de 22 tronçon gravitaires. Le dimensionnement se fera de la même procédure, ainsi, on présentera deux cas de calcul détaillé pour les tronçons RT-R12 et R5-R6. Les résultats des autres tronçons sont regroupés dans le tableau récapitulatif (III.15).

III.11.1. Calcul du diamètre pour le tronçon RT-R12

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit: $Q = 36.13 \text{ l/s} = 0.03613 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur de la conduite : $L = 625 \text{ m}$
- Hauteur géométrique : $H_g = 55 \text{ m}$

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 1.5 m/s (on peut aller par fois jusqu'à 2 m/s) et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont : 0.303 m et 0.175 m.

Alors les diamètres normalisés sont : 200, 250 et 315 mm (PN 10). Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (III.13) ci-dessous :

Tableau (III.13) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon RT- R12

D _{ext} (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	Λ	J	H _t
0.200	0.1762	1.48	200931.973	0.01435097	0.00899487	6.47
0.250	0.2204	0.95	160636.178	0.01375505	0.00281618	2.02
0.315	0.2776	0.60	127536.793	0.01317733	0.00085142	0.61

Pour que l'eau arrive au, R12 il faut que H_t < H_g

Où :

- H_t : Perte de charge totale dans la conduite.
- H_g : La charge géométrique.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **200 mm**, car H_t=**6.74 m** est inférieure à H_g= **55 m**, avec une vitesse acceptable de **1.48 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 200 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Choix des vannes**

Le choix s'est porté sur les vannes à papillon pour les raisons suivantes :

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

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

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

$$D'où : J_v = 55 - 9.5 = 45.50 \text{ m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne « C₀ » :**

On a :

$$J_v = C_0 \times \frac{v^2}{2 \times g} \quad (III.21)$$

D'où:

$$C_0 = J_v \times \frac{2 \times g}{v^2} \quad (III.22)$$

$$C_0 = 301.75$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°)**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque « Evaluation du coefficient de singularité C₀ d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture » (Annexe 4). Alors, pour C₀= 301.75 l'angle d'ouverture de la vanne θ sera 64°.

III.11.2. Calcul du diamètre pour le tronçon R5 -R6

Les principales données de ce tronçon sont ci-dessous :

- Débit: Q = 5.56 l/s = 0.00556 m³/s

- Longueur de la conduite : $L = 350$ m
- Hauteur géométrique : $H_g = 70$ m

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 1.5 m/s (on peut aller par fois jusqu'à 2 m/s) et 0.5 m/s respectivement, par suite on détermine les diamètres maximum et minimum, qui sont: 0.119 m et 0.0687 m.

Alors les diamètres normalisés sont : 75, 90 et 125 mm (PN 10). Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (III.14) ci-dessous :

Tableau (III.14) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R5- R6

D (mm)	D_{int}	V (m/s)	Re	Λ	J	H_t
0.075	0.0638	1.74	85396.7030	0,0150598	0.03642731	14.66
0.090	0.0792	1,13	68791.7885	0,01444023	0.01184839	4.77
0.125	0.1020	0,58	49440.1965	0,01356503	0.00213415	0.86

Pour que l'eau arrive à au réservoir 6, il faut que $H_t < H_g$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **90 mm**, car $H_t=4.77$ m est inférieure à $H_g=70$ m, avec une vitesse acceptable de **1.13 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 75 mm, on utilise une vanne à papillon.

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

$$J_v = H_g - H_t \quad (III.23)$$

D'où : $J_v = 70 - 14.66 = 55.34$ m

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne « C_0 » :**

On a :

$$J_v = C_0 \times \frac{v^2}{2 \times g} \quad (III.24)$$

D'où:

$$C_0 = J_v \times \frac{2 \times g}{v^2} \quad (III.25)$$

$$C_0 = 358.62$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°)**

Pour $C_0 = 358.62$ l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ sera de 66° .

III.12. Tableau récapitulatif

Les résultats de tous les calculs sont récapitulés dans le tableau (III.15) ci-dessous :

Tableau(III.15) : tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons

Type d'adduction	Tronçon	Vitesse (m/s)	Débit véhiculé (l/s)	Longueur (m)	Diamètre économique (mm)
Refoulement	PK-SR1	0,93	65,69	600	300
	SR1-SR2	1,12	78,83	4200	300
	SR2-RT	1,12	78,83	5300	300
Gravitaire	R1-R2	1,26	9,27	1000	110
	R2-R3	0,88	1,25	900	50
	R2-R4	1,07	1,53	400	50
	R5-R7	1,38	0,81	200	32
	R5-R6	1,13	5,56	350	90
	R5-R8	1,35	21,12	520	160
	R8-R9	1,69	13,86	1100	125
	R8-R11	1,44	3,25	200	63
	R9-R10	0,95	4,02	1000	90
	RT-R1	1,42	13,58	800	125
	RT-R5	1,52	45,059	4000	250
	RT-R12	1,48	36,13	625	200
	RT-R13	0,94	14,69	1100	160
	RT-R15	1,33	20,82	1400	200
	R13-R14	1,18	1,078	200	40
	R15-R16	1,12	17,51	1300	160
	R16-R17	0,86	2,76	700	75
	R16-R18	1,00	15,73	1100	160
	R18-R19	1,14	8,42	1000	110
	R19-R20	1,06	1,504	950	50
R19-R21	1,21	3,87	600	75	
R19-R22	1,11	1,58	500	50	

III.13. Equipements de l'adduction

III.13.1. Robinet et Vanne

Permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autre.

III.13.2. Ventouse

Placées au point les plus hauts, elles permettent l'évaluation des bulles d'air qui s'y accumulent.

III.13.3. Vidange

Elles seront placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoin.

III.13.4. Clapets

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

III.14. Conclusion

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, nous présumons avoir touché aux grands axes de l'étude, ou nous avons calculé les différents paramètres, à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitations et les frais d'amortissements pour 22 tronçons gravitaires et 3 tronçons par refoulement. Par conséquent, après cette étude technico-économique pour l'adduction, il est nécessaire de choisir les pompes qui doivent répondre aux conditions d'exploitations désirées.

chapiire IV: les pompes

IV.1. Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéale adaptée à l'usage dans le présent projet et qui permettra d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des deux stations de pompage projetées le long de l'adduction.

IV.2. Choix de l'emplacement de la station de pompage

L'emplacement de la station de pompage doit être déterminé à partir du calcul technico-économique, il tiendra compte des conditions locales et des conditions de l'exploitation. Il dépend aussi du relief, d'accès de l'alimentation en énergie électrique et de l'environnement. L'exploitation de la station de pompage tient compte aussi de la condition de la prise d'eau, de la fluctuation du niveau d'eau dans le réservoir et des conditions hydrogéologiques et géologiques.

IV.3. Choix de l'équipement hydromécanique et énergétique

Tout l'équipement de la station de pompage est classé en deux groupes [6], hydromécanique et énergétique par la suite, à leur tour, ces derniers sont groupés en équipement principal et celui auxiliaires. Nous citerons l'équipement principal, à savoir pompes et moteurs principaux robinets vannes, clapets installés sur les conduites de refoulement et d'aspiration au voisinage immédiat des pompes principales. Cet équipement intervient de façon permanente dans l'adduction. Le choix de l'équipement principal est un problème délicat, puisqu'il s'agit du dimensionnement ou bien du type de bâtiment et le choix de l'équipement auxiliaire dépend des facteurs suivants : conditions locales, type de l'équipement principal et type du bâtiment.

IV.4. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont [7] :

- Assurer le débit visé Q_2 et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- 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.

Dans le projet actuel, on opte pour les pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal, pour cela on utilisera le catalogue 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 (1750-3500) tr/min.

IV.5. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont [7] :

- Nombre de pompes minimal.
- Meilleur rendement.

Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale.

- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.

IV.6. Caractéristiques de pompes

Le refoulement des eaux se fait par une station de pompage (ou usine élévatoire). Elle comporte principalement [7] :

- la salle d'arrivée d'eau (ou bête d'aspiration) ;
- la salle des commandes ;
- la salle des machines, comportant généralement plusieurs groupes élévatoires.

Chaque groupe élévatoire est constitué d'un moteur et d'une pompe. Le moteur, nécessaire à l'entraînement de la pompe, est généralement électrique et rarement thermique (ou diesel). En ce qui concerne les pompes, on distingue plusieurs types selon la forme de l'énergie donnée à l'eau. Les caractéristiques hydrauliques d'une pompe sont le débit Q , la hauteur de refoulement H , la puissance absorbée P_a , le rendement (η) et, éventuellement, la capacité d'aspiration NPSH (Net Positive Suction Head).

IV.6.1. Courbes caractéristiques d'une pompe

Les différentes caractéristiques des pompes centrifuges sont habituellement données par différentes courbes qui furent tracées à partir de tests sur la pompe ou bien déterminées par le fabricant pour, par exemple, un diamètre de roue mobile hors standard. En ce qui concerne les pompes submersibles, les informations suivantes sont importantes ; elles sont en général données sous forme de courbes par rapport au débit [10] :

- H courbe de HMT,
 - η courbe (s) de rendement,
 - P courbe de puissance.
- La courbe débit-hauteur ($Q-H$) exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction des débits : $H = f(Q)$.
 - La courbe débit-puissance ($Q-P$) exprime les variations des différentes puissances absorbées en fonction des débits : $P = f(Q)$.
 - La courbe débit-rendement ($Q - \eta$) exprime les variations des différents rendements de la pompe en fonction des débits : $\eta = f(Q)$.

IV.6.2. Le rendement

Le rendement η d'une pompe est le rapport de la puissance utile P communiquée au liquide pompé à la puissance absorbée P_a par la pompe (en bout d'arbre). Si Q_v est le débit du volume du fluide, ρ sa masse volumique et H_{mt} la hauteur manométrique de la pompe, la puissance P et le rendement η sont donnés par :

$$\eta = \frac{\text{Puissance fournie}}{\text{Puissance Absorbé}} \quad (\text{IV.1})$$

$$\eta = \frac{\rho \times Q \times g \times H_{mt}}{P_a} \quad (\text{IV.2})$$

IV.6.3. Hauteur manométrique totale (Hmt)

La H_{mt} sert au transport du liquide dans la tuyauterie de refoulement. La pression (ou hauteur manométrique) requise pour pomper un débit donné à l'intérieur d'une tuyauterie est constituée de la hauteur géométrique (H_g) et des pertes de charge (J_T) (figure (IV.1)). On peut donc écrire :

$$H_{mt} = H_g + J_T \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

$$H_g = H_r \pm H_a \quad (\text{IV.4})$$

(En dépression (+) et en surpression (-))

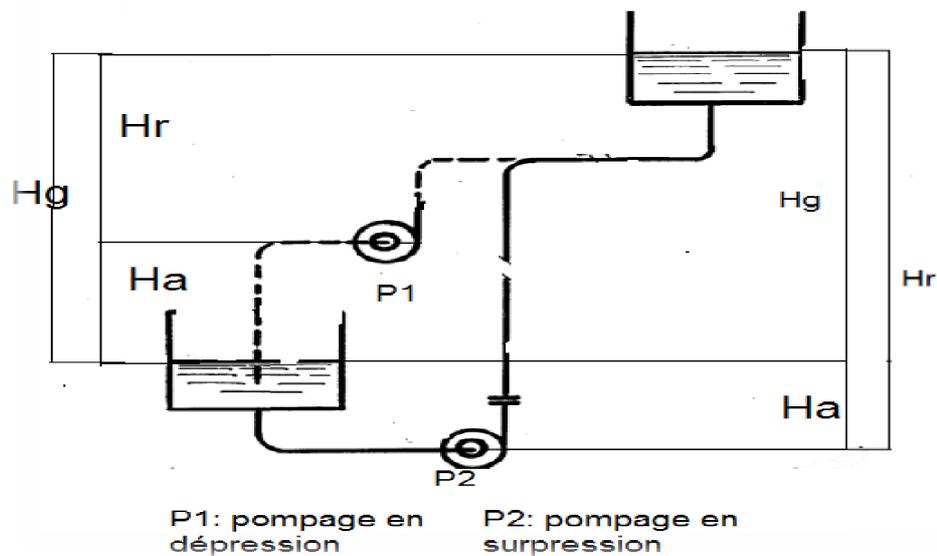


Figure (IV.1) : Hauteur géométrique et hauteur d'aspiration en dépression et en surpression

- **La hauteur géométrique de refoulement (H_r)**

La hauteur géométrique H_g correspond à la différence physique à un instant donné entre le niveau dans la station et celui dans la cuve de réception. Les pertes de charge sont constituées des pertes par friction dans la tuyauterie (pertes de charge linéaires), des pertes de charge ponctuelles dans les différents accessoires (pertes de charges singulières) et des pertes au point de refoulement, elle est représentée dans la figure (IV.1).

- **La hauteur géométrique d'aspiration (H_a)**

La hauteur géométrique d'aspiration elle est représentée dans la figure (IV.2)

- **Les pertes de charge totales (aspiration et refoulement)**

Les pertes de charge totales sont données par la relation suivante :

- $J_T(m) = J_s(m) + J_L(m)$ (IV.5)

- $J_L = (J_L \text{ aspiration} + J_L \text{ refoulement})$
- $J_s = (J_s \text{ aspiration} + J_s \text{ refoulement})$

Avec : J_L les pertes de charge linéaires, et J_s les pertes de charge singulières

$$J_L = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times D^5 \times g} \quad (IV.6)$$

$$J_s = 0.15 \times J_T \quad (IV.7)$$

Les pertes de charge singulières (J_s) sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets .ect). Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

IV.6.4. Puissance absorbée (Pa)

La formule permettant de calculer la puissance absorbée par une pompe est la suivante [9]:

$$P = \frac{\rho \times Q \times g \times H_{mt}}{\eta} \quad (IV.8)$$

Avec:

P: Puissance (Kw);

η : Rendement.

IV.6.5. Point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q]. La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe. La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

IV.6.6. Caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + J \quad (IV.9)$$

$$J = R \times Q^2 \quad (IV.10)$$

$$R = 1.15 \times \frac{8 \times \lambda \times L}{\pi^2 + D^5 \times g} \quad (IV.11)$$

Avec :

Hc : Pertes de charge de la conduite ;

λ' : Coefficient de frottement de Darcy ;

D: Diamètre intérieur de la tuyauterie (m) ;

R₀: Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.

IV.7. Ajustement des pompes aux conditions de fonctionnement données

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants [11] :

IV.7.1. Débit disponible > Débit visé

On peut modifier la courbe caractéristique de la pompe:

- a. *Par changement de la vitesse de rotation* : On utilisant les lois de similitude suivantes pour la vitesse de rotation :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N_1}{N_2}, \quad \frac{H_1}{H_2} = \left[\frac{N_1}{N_2} \right]^2, \quad \frac{P_1}{P_2} = \left[\frac{N_1}{N_2} \right]^3 \quad (IV.12)$$

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable, pour que la caractéristique de la

pompe tel que la courbe caractéristique de la hauteur, $H = f(Q)$ passe par le point désiré (Q_2, H_2) ; ainsi, nous tracerons la parabole :

$$H_1 = (H_2 / Q_2^2) \times Q_1^2 \quad (\text{IV.13})$$

Cette dernière coupe la caractéristique de la pompe en P (Q_2, H_2) , nous aurons alors :

$$Q_2 / Q_1 = N_2 / N_1 \quad (\text{IV.14})$$

$$N_2 = N_1 (Q_1 / Q_2) \quad (\text{IV.15})$$

La puissance absorbée sera donc :

$$P_2 = g Q_2 H_2 / \eta_2 \quad (\text{IV.16})$$

b. Par rognage : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé. On utilise les lois de similitude pour obtenir l'équation de la droite de rognage :

$$\frac{H_1}{H_2} = \frac{Q_1}{Q_2} = \left[\frac{D_1}{D_2} \right]^2 = , \quad \frac{P_1}{P_2} = \left[\frac{D_1}{D_2} \right]^4 \quad (\text{IV.17})$$

$$D_2 = D_1 \times (Q_2 / Q_1)^{0.5} \quad (\text{IV.18})$$

$$H_2 = (D_2 / D_1)^2 \times H_1 \quad (\text{IV.19})$$

c. Rendement de rognage : et calculer de cette façon :

$$Pr = (1-m) (\%) \quad (\text{IV.20})$$

$$m = \sqrt{\frac{Q_2}{Q_1}} \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

m: Coefficient de rognage

Pr : Pourcentage de rognage

Remarque : Si le rendement de rognage est **inférieur à 15%** alors le rognage est efficace.

d. Diminution de temps de pompage : Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir. Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t_{p1} = \frac{Q_1}{Q_2} \times t_1 \quad (\text{IV.22})$$

Avec :

t_{p1} : Temps d pompage de débit Q_2

Q_1 : Débit de point de fonctionnement

Q_2 : Débit visé

t_1 : Temps de pompage de débit Q_1

La puissance absorbée sera donc :

$$P_1 = g Q_1 H_1 / \eta \quad (\text{IV.23})$$

- η : Rendement correspondant au point $P_1 (Q_1, H_1)$.

e. **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

f. **Modification de la courbe caractéristique de la conduite par vannage** : Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_2 .

La puissance absorbée sera :

$$P_2 = g \cdot Q_2 \cdot H' / \eta_2 \quad (\text{IV.24})$$

Avec:

$$H' = H_2 + h$$

h : Perte de charge engendré par vannage ; elle représente la distance entre le point de travail désiré et l'intersection de la verticale par ce même point avec la caractéristique de la pompe.

- η_2 : Rendement correspondant au point de travail visé $P_2 (Q_2, H')$

IV.7.2. Débit disponible < Débit visé

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe** : Le catalogue CAPRARI choisit le mode de réglage adéquat en tenant compte du rendement.

IV.8. Couplage des pompes

IV.8.1. Etude des pompes couplées : Pompes en série

Ca s'emploie lorsque l'on veut augmenter la hauteur de refoulement. Dans ce cas la caractéristique de l'ensemble des pompes s'obtient en ajoutant pour un débit donné les hauteurs de refoulement des pompes.

IV.8.2. Etude des pompes couplées : Pompes en parallèle

Ce montage a pour but d'augmenter le débit pour une même hauteur donné.

IV.9. Etude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée [11]: $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

$(NPSH)_d$: est 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, cette dernière est donnée comme suit:

➤ Pour l'alimentation en charge :

$$NPSH_d = \frac{P}{g \times \rho} + H_a - \left(J_a + \frac{P_v}{\rho \times g} \right) \quad (\text{IV.25})$$

➤ Pour l'alimentation en dépression:

$$NPSH_d = \frac{P}{g \times \rho} - H_a - \left(J_a + \frac{P_v}{\rho \times g} \right) \quad (\text{IV.26})$$

Avec :

- H_a : Dénivelée entre la surface libre dans la cuve et l'entrée de la pompe en (m) ;
- J_a : Perte de charge entre la cuve et l'entrée de la pompe en (m) ;
- P_{atm} : Pression atmosphérique en (Pas) ;
- P_v : Tension de vapeur de l'eau pompée à la température considérée en(Pas) ;
- ρ : Masse volumique du liquide en (kg/m^3).

Les valeurs de P_v sont données en fonction de la température, elles sont représentées dans le tableau (IV.1).

Tableau V.1: Tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

$T^0 C$	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80
$\frac{P_v \times 10^4}{pas}$	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.80	10.30

Pour l'eau, les conditions de température et de pression normales sont respectivement 20 C° et 1,013 bar.

D'où

$$\frac{P_{at}}{\rho g} = 10.33\text{ m} \quad \text{et} \quad \frac{P_v}{\rho g} = 0.24\text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 10.33 + H_a - \left(J_a + \frac{P_v}{\rho g} \right)$$

(NPSH) r: donné par le constructeur de la pompe, c'est la hauteur minimale du liquide, supposé à sa température d'ébullition, nécessaire au dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Elle dépend du type de pompe et du point de leur fonctionnement.

IV.10. Choix du type des pompes pour les différentes stations

IV.10.1. Choix du type de pompe dans la station de reprise SR1

❖ Caractéristiques de la conduite :

$$Q = 78.83\text{ l/s}$$

$$H_{mt} = 482.31\text{ m}$$

$$L_c = 4200\text{ m}$$

$$D_{int} = 300\text{ mm}$$

❖ **Caractéristiques de la pompe :** D'après les résultats obtenue en utilisant catalogue CAPRARI on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle (figure(IV.2).

On opte pour un nombre de pompes de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces pompes sont identiques de type PM 100 /6C (Annexe 5).

Les caractéristiques de la pompe de type : Pompe PMS 100/ 6 C

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte.

- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale).
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable.
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier.
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).

Données techniques / Caractéristiques de la Pompe PMS 100/ 6 C

$Q = 41.02 \text{ l/s}$

$H = 485 \text{ m}$

$N_t = 3500 \text{ tr/min}$

(NPSH) $r = 4.82 \text{ m}$

$\eta = 77.6 \%$

n. pôles : 2

Fréquence : 60 Hz

Monophasé / Triphasé : 3

Puissance moteur P_2 : 315 kW

Tension : 460 V

Diamètre refoulement : DN 100 (UNI PN40)

Raccord d'aspiration : DN125 (UNI PN25)

- Le point de fonctionnement des deux pompes P_1 : ($Q_1=79.6 \text{ l/s}$, $H_1=485 \text{ m}$).
- Le point de fonctionnement recherché P_2 : ($Q_2=78.8 \text{ l/s}$, $H_2=482.31 \text{ m}$).

Remarque : le point de fonctionnement des deux pompes ne coïncide pas avec le point recherché alors ces pompes nécessitent des modifications. Le graphe qu'est dans la figure (IV. 2) représente les caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station (SR 1).

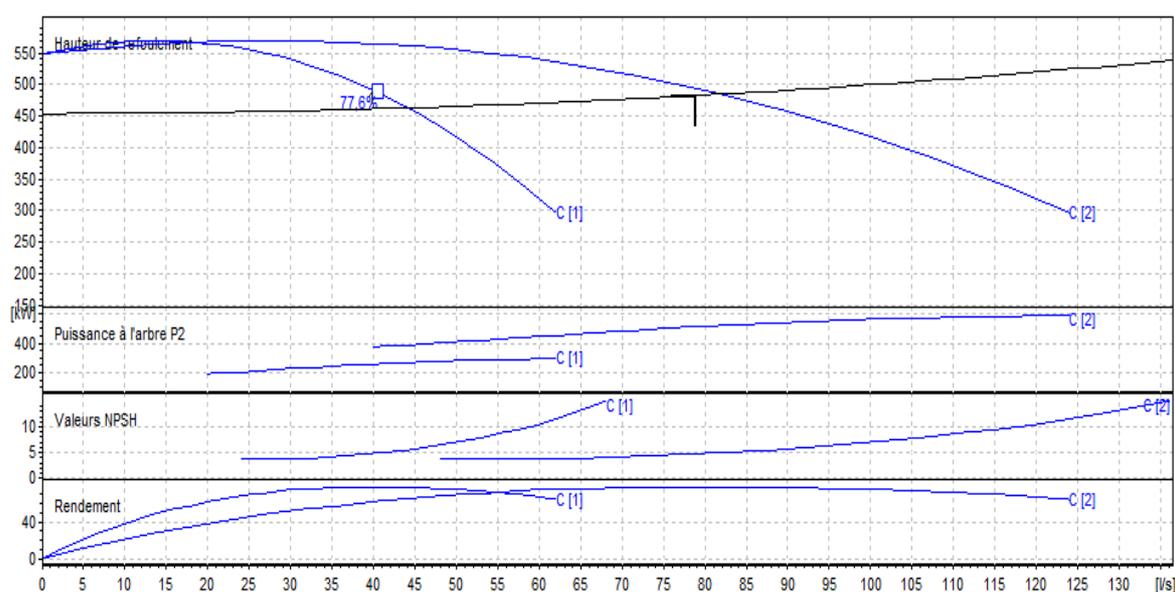


Figure (IV.2): Caractéristiques des deux pompes et la conduite de la station de reprise (SR 1)

❖ Ajustement du point de fonctionnement

On remarque que le débit disponible est supérieur au débit recherché, alors pour l'ajuster, on doit modifier la courbe caractéristique de la pompe par :

• Changement de la vitesse de rotation

Réduction du débit par diminution de la vitesse de rotation :

- Le débit de fonctionnement est $Q_1 = 79.6$ l/s
- La vitesse de rotation du moteur est $N_1 = 3500$ tr/min
- Le débit visé est $Q_2 = 78.80$ l/s
- Quelle est la vitesse N_2 qu'on devrait utiliser pour obtenir le débit visé ?

$$N_2 = N_1 \cdot (Q_2 / Q_1) = 3500 \times (78.80 / 79.6) = \mathbf{3466 \text{ tr/min}}$$

$$H_2 = (N_2 / N_1)^2 \cdot H_1 = (3466 / 3500)^2 \times 485 = \mathbf{475.62 \text{ m}}$$

$$P_{a2} = \frac{Q_2 \times g \times H_2}{\eta_2} = \frac{9.81 \times (78.80 / 1000) \times 482.49}{0.776} = \mathbf{480,83 \text{ KW}}$$

• Rognage

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

• Modifier la courbe caractéristique de la conduite par vannage.

Les pertes de charge créées par la vanne d'étouffement sont :

$$H_v = H' - H_{mt} \quad H = 507 - 485 = 22 \text{ m}$$

Les coordonnées du point (H' , Q_1) est $H' = 22$ m, $Q_2 = 78.80$ et $\eta = 77.5$ %

La puissance absorbée sera :

$$P_{a2} = \frac{g \times Q_2 \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times (78.80 / 1000) \times 507}{77.5} = \mathbf{505.69 \text{ KW}}$$

• Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir. Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

- Le débit de fonctionnement est $Q_1 = 81.2$ l/s
- Le débit visé est $Q_2 = 78.8$ l/s

$$T_2 = \frac{Q_1}{Q_2} \times T_1 = \frac{78.8}{79.6} \times 20$$

$$T_2 = 19.80 \text{ heures} \sim T_2 = 20 \text{ heures}$$

$$P_1 = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9.81 \times (79.6 \div 1000) \times 488}{0.776} = \mathbf{491.06 \text{ K W}}$$

- η : rendement correspondant au point P_1 (Q_1 , H_1).

- **Etude de la cavitation**

$$(NPSH)_r = 4.7 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \times g} \pm Ha - \left(J_a + \frac{P_V}{\rho \times g} \right)$$

Avec :

$$H_0 = 0$$

$$J_0 = 0$$

Car la pompe est presque située au même niveau du radier.

$$(NPSH)_d = 10.33 - 0.24 = 10.09 \text{ m}$$

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

IV.10.2. Choix du type de pompe dans la station de reprise SR2

- ❖ **Caractéristiques de la conduite :**

$$Q = 78.83 \text{ l/s}$$

$$H_{mt} = 442.72 \text{ m}$$

$$L_c = 5300 \text{ m}$$

$$D_{int} = 300 \text{ mm}$$

- ❖ **Caractéristiques de la pompe :**

A partir du catalogue CAPRARI, on déduit que la variante de deux (02) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces pompes sont identiques de type PM 100 /5B (Annexe 6).

Les caractéristiques de la pompe de type : Pompe PMS 100/ 5 B

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte.
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale).
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable.
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier.
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).

Données techniques / Caractéristiques de la pompe PMS 100/ 5 B

$$Q = 44,12 \text{ l/s}$$

$$H = 452 \text{ m}$$

$N_t = \text{tr/min}$
 (NPSH) $r = 5,33\text{m}$
 $\eta = 78\%$
 n. poles : 2
 Fréquence : 60 Hz
 Monophasé / Triphasé : 3
 Puissance moteur P2 : 315 kW
 Tension : 460 V
 Diamètre refoulement : DN 100 (UNI PN40)
 Raccord d'aspiration : DN125 (UNI PN25)

- Le point de fonctionnement de la pompe P_1 : ($Q_1 = 88.2 \text{ l/s}$, $H_1 = 452 \text{ m}$)
- Le point de fonctionnement recherché : P_2 ($Q_2 = 78.80 \text{ l/s}$, $H_2 = 442.72 \text{ m}$).

Remarque : le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré alors cette pompe nécessite des modifications, le graphe qui est dans la figure (IV.3) représente les caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station (SR 2).

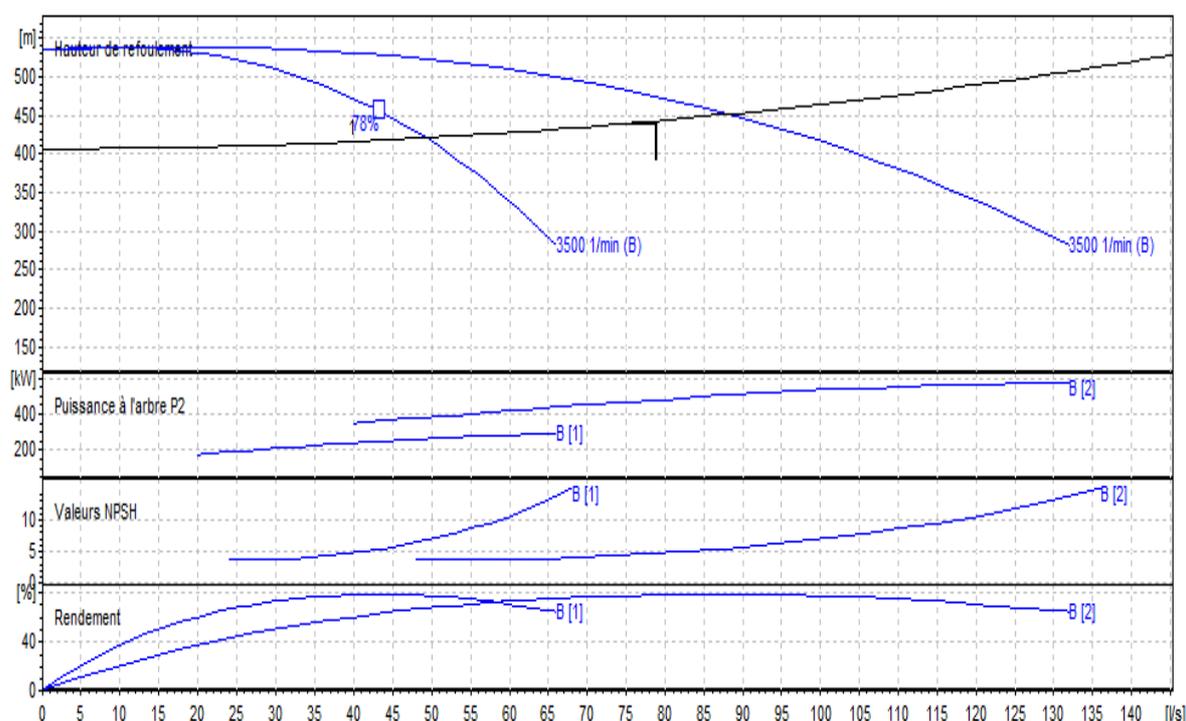


Figure (IV.3): Caractéristiques des deux pompes et la conduite de la station de reprise (SR 2)

❖ Ajustement du point de fonctionnement

On remarque que le débit disponible est supérieur au débit recherché alors pour l'ajusté on doit modifier la courbe caractéristique de la pompe par :

- **Changement de la vitesse de rotation**

Réduction du débit par diminution de la vitesse de rotation :

- Le débit de fonctionnement est $Q_1 = 88.2 \text{ l/s}$

- La vitesse de rotation du moteur est $N_1 = 3500$ tr/min
- Le débit visé est $Q_2 = 78.80$ l/s
- Quelle est la vitesse N_2 qu'on devrait utiliser pour obtenir le débit visé ?

$$\bullet N_2 = N_1 \times Q_2 / Q_1 = (3500 \times 78.80) / 88.2 = \mathbf{3128 \text{ tr/min}}$$

$$\bullet H_2 = (N_2/N_1)^2 \times H_1 = (3175/3500)^2 \times 452 = \mathbf{361.02 \text{ m}}$$

Remarque: l'ajustement avec le changement de la vitesse de rotation nous ne donne pas le point de fonctionnement visé, ($H_2 < H_1$).

- **rognage**

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaires, cette solution n'est pas commode, en raison des cellules qu'il faut rogner

- **Modifier la courbe caractéristique de la conduite par vannage**

Les pertes de charge créées par la vanne d'étouffement est :

$$H = H' - H_{mt} \quad H = 475 - 452 = 23 \text{ m}$$

Les coordonnées du point (H' , Q_2) est $H' = 475$ m, $Q_2 = 78.80$ l/s et $\eta' = 77.6$ %

La puissance absorbée sera :

$$P_{a2} = \frac{g \times Q_2 \times H'}{\eta'} = \frac{9.81 \times (78.80 \times 1000) \times 475}{77.6} = \mathbf{473,36 \text{ KW}}$$

- **Diminution de temps de pompage :**

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir, le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

- Le débit de fonctionnement est $Q_1 = 88.2$ l/s
- Le débit visé est $Q_2 = 78.80$ l/s

$$T_p' = \frac{Q_1}{Q_2} \times t = \frac{78.80}{88.2} \times 20$$

$$T_p' = \mathbf{17.86 \text{ heures}}$$

Le temps de pompage est de **18** heures

$$P_1 = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9.81 \times (88.2 \times 1000) \times 452}{0.78} = \mathbf{501,40 \text{ K W}}$$

- η : rendement correspondant au point P_1 (Q_1 , H_1).

- **Etude de la cavitation**

$$(NPSH)_r = 5.46 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \times g} - H_a - \left(J_a + \frac{P_v}{\rho \times g} \right) \text{ avec } H_0 = 0, J_0 = 0 \text{ car la pompe est presque située au même niveau du radier}$$

$$(\text{NPSH})_d = 10.33 - 0.24 = \mathbf{10.09 \text{ m}}$$

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

IV.11. 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.11.1. Les équipements d'aspiration sont

- **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 de puisard d'aspiration.

- **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'une 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 où les pompes travaillent en dépression.

- **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 où les pompes travaillent en charge. Dans le présent projet elle sera ménagée au niveau des deux stations de pompage SR 1 et SR 2.

IV.11.2. Les équipements de refoulement

- **Joint de raccordement :**

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

- **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.

- **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.12. Conclusion

Dans cette partie du projet, on a opté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour les deux stations de pompage. Pour la première station le type de pompe est **PMS 100/ 6 C** ; pour la deuxième station, la pompe est de type **PMS 100/ 5 B**. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tout en tenant compte des effets fatals de la cavitation.

*chapitre V: pose et protection
des conduites*

V.1. Pose des conduites

Le rôle de la conduite est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux pressions et aux surpressions éventuelles, aux flexions longitudinales, aux efforts d'ovalisations (dus à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terres et aux surcharges roulantes) et l'agressivité du sol. La pose des conduites est d'une importance majeure ; pour cela, on doit tenir compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose de la conduite.

V.1.1. Exécution et aménagement de la tranchée

Lors de l'exécution de la tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes [8]:

- La section transversale de la tranchée dépend essentiellement de la largeur et de la profondeur.
- La largeur est évidemment fonction du diamètre de la conduite ; elle varie aussi selon la nature du sol.
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et surcharges, et aussi contre la variation de la température pour éviter le gel en temps froids. Pour cela, on prévoit une profondeur de 1 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite.
- Le fond de la fouille doit être purgé 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.
- Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément ; on doit prévoir un espacement de 30 cm de la part et d'autre de la conduite et établir des niches au droit des joints.
- Le remblaiement de la tranchée s'effectue par couche successive, en utilisant une terre dépourvue de pierre très fortement damée pour éviter tous tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

V.1.2. Pose des conduites

La pose des conduites se fera avec un très grand soin afin d'éviter la détérioration de la protection, par l'intermédiaire d'un engin de pose, en débutant les travaux par le point le plus haut afin de faciliter l'écoulement des eaux d'infiltration s'il y a lieu. Protéger les canalisations avec une enveloppe isolante étanche, on les descendra lentement et attentivement pour ne pas endommager le revêtement, et elles doivent être posées en file bien alignées. Pour cela, il faut procéder à des cales provisoires, qui seront également disposées le long de la conduite et aux changements de direction, qui sont constitués de terre, en évitant les calages au moyen de matériaux risquant de détériorer la couche protectrice. La pose se fait après que les joints soient soudés et parfaitement revêtus. La conduite doit épouser le lit de pose dans tout sa longueur, en vérifiant qu'il n'y a pas de vide au dessous et qu'elle n'est pas en contact avec de grosse pierres pour éviter le phénomène de poinçonnement (ouverture). A chaque arrêt de la pose, on bouche les extrémités du tronçon en attente à l'aide de tampons solidement fixés, pour éviter l'introduction des corps étrangers.

V.1.2.1. Largeur et profondeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte et la compagne du remblai (Figure (IV.1)).

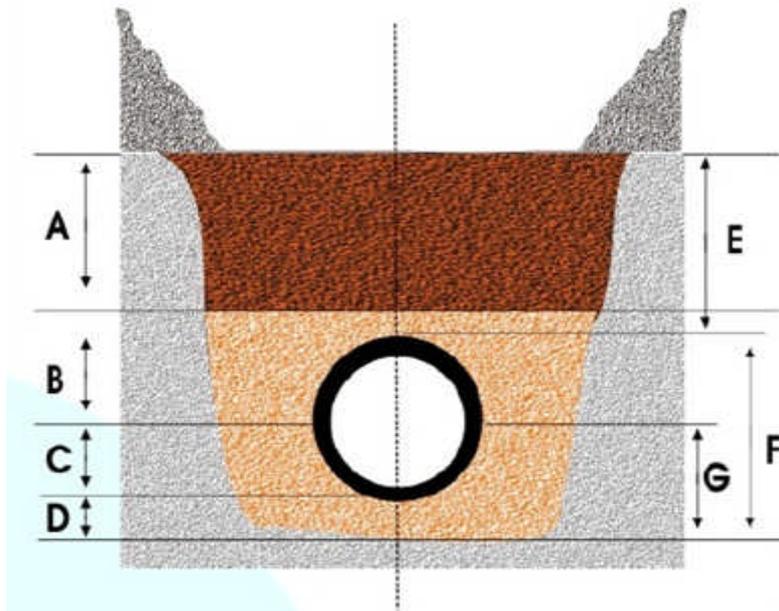


Figure (V.1) : Pose de la conduite en tranchée

- A : Remblai supérieur
- B : Remblai de protection
- C : Assise
- D : Lit de pose
- H : Hauteur de couverture
- F : Enrobage
- G : Appui

V.1.3. Stabilité des conduites

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue [6]:

- Butée sur coude horizontale (Figure (V.2)).
- Butée sur coude verticale (Figure (V.3)).
- Butée sur branchement (Figure (V.4)).
- Butée sure cône (Figure (V.5)).

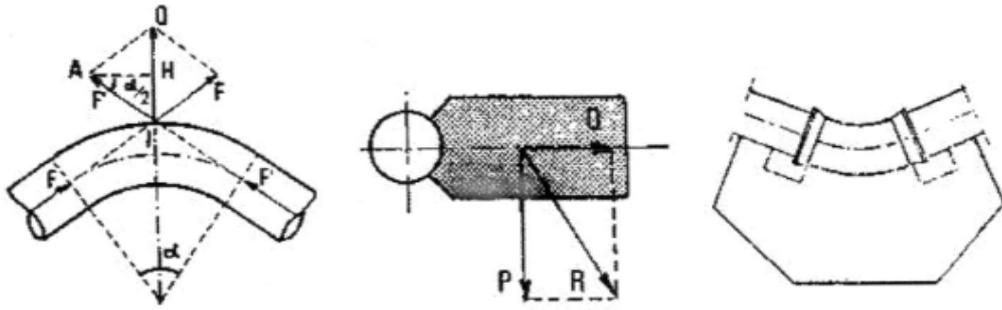


Figure (V.2) : Butée sur coude horizontal

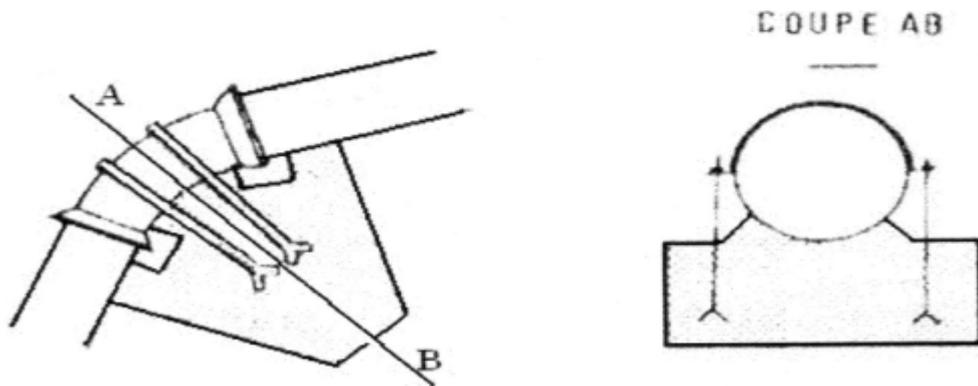


Figure (V.3) : Butée sur coude vertical

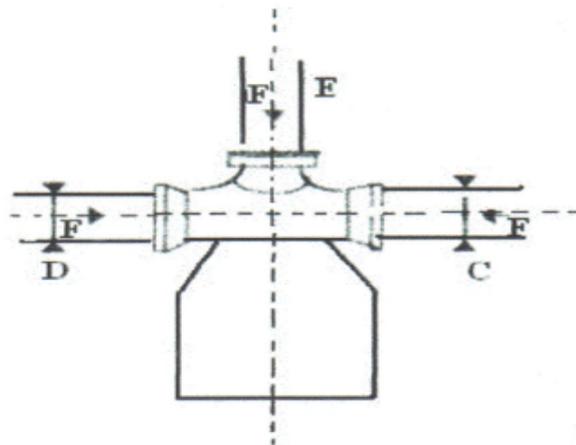


Figure (V.4) : Butée sur branchement

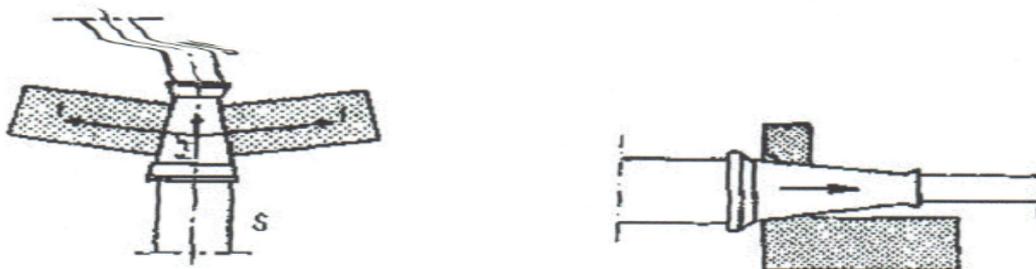


Figure (V.5) : Butée sur un cône

V.1.4. Travaux spéciaux

V.1.4.1. Traversée de route

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse de diamètre supérieure dans laquelle la conduite est introduite), pour protéger la canalisation des chocs et vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée (Figure (IV.6)).

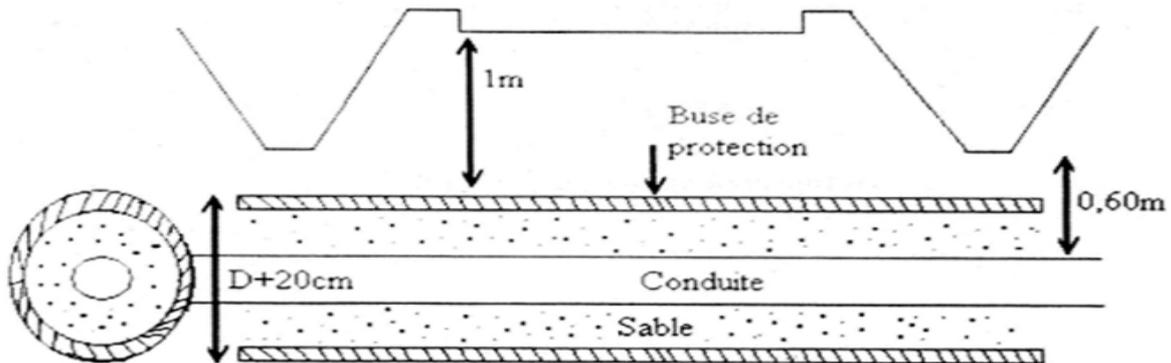


Figure (V.6) : Protection spéciale pour la traversée en route

V.1.4.2. Traversée souterraine de ravin ou d'oued

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découverture, à la suite duquel se trouve soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Et cela est essentiellement à cause de l'approfondissement du lit par érosion et son déplacement latéral. En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire, par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier (Figure (V.7)) [7].

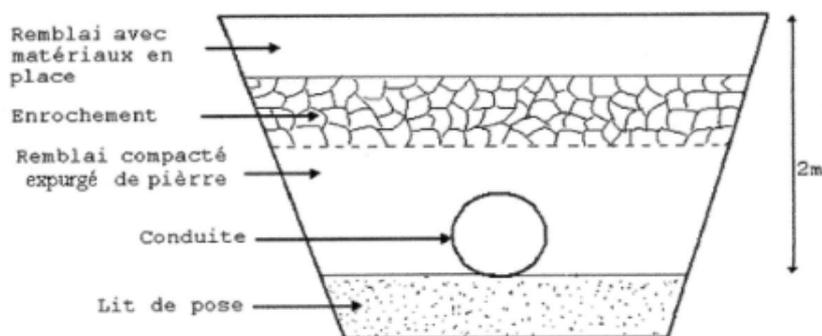


Figure (V.7) : Traversée d'un oued

V.1.4.3. Pose en élévation

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou dépression, la conduites reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre de deux par tuyau ou de un [8].

V.1.4.4. La stérilisation des conduites neuve avant la mis en service

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.2. Protection des conduites contre le coup de bélier

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents. On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement. C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

V.2.1. Causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

V.2.2. Risques dûs aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps). Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques [13].

V.2.2.1. Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale, c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

V.2.2.2. Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

V.2.2.3. Fatigue de la canalisation

En régime transitoire, les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

V.2.3. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier [13] :

- Réservoirs d'air
- Cheminée d'équilibre
- Soupape de décharge
- Volant d'inertie

V.2.4. Etude du coup de bélier

Le coup de bélier peut atteindre plusieurs fois la pression de service de la conduite et il est susceptible d'entraîner la rupture du tuyau. Il faut alors limiter ses effets, pour des soucis d'économie et de sécurité dans l'alimentation en eau. Une onde prend alors naissance dans la conduite, se propageant avec la célérité (a), dont la valeur dépend de la compressibilité de l'eau et de l'élasticité du tuyau. Allievi donne, pour la vitesse a de l'onde, la valeur suivante (en m/s):

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 \times \frac{K_c \times D}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite, (pour l'acier $K_c=0.5$) ;
 e : L'épaisseur du tuyau (en m).

V.2.4.1. Valeurs numériques du coup de bélier

Supposons que la vitesse moyenne dans la conduite (de longueur L) avant la fermeture d'une vanne (ou l'arrêt d'une pompe) est V_0 . La valeur du coup de bélier dépend du type de fermeture:

- Cas d'une fermeture brusque

Si le temps de fermeture est inférieur à $2 \times L/a$, ($T_f < \frac{2 \times L}{a}$), la valeur maximale du coup de bélier peut atteindre :

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

- Cas d'une fermeture lente

Si le temps de fermeture t_r est supérieur à $2 \times L/a$, ($T_f > \frac{2 \times L}{a}$), la valeur maximale du coup de bélier peut atteindre :

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f} \quad (\text{V.3})$$

Notons que cette valeur maximale est retrouvée dans une zone proche de la vanne, dans le cas d'une conduite d'adduction, ou proche de la pompe, dans le cas d'une conduite de refoulement. Ceci montre donc que le coup de bélier est proportionnel à la vitesse de l'eau dans la conduite avant la fermeture (V_0), et à la longueur de la conduite L . D'autre part, le coup de bélier diminue lorsque le temps de fermeture augmente. D'où l'intérêt, pour les conduites d'adduction, d'adopter des robinets à fermeture lente: des robinets-vannes à course longue. Si on tient aussi compte de la pression (H_0) dans la conduite avant la fermeture, la pression maximale dans la conduite, suite à l'apparition du coup de bélier, sera alors (en mètres d'eau) :

1. La valeur maximale de la surpression

La valeur maximale de la surpression dans les deux cas:

- ✓ Cas de fermeture brusque

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{V.4})$$

- ✓ Cas de fermeture lente

$$H_s = H_0 + b \quad (\text{V.5})$$

2. La valeur maximale de la dépression

La valeur maximale de la dépression dans les deux cas :

- ✓ Cas de fermeture brusque

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{V.6})$$

- ✓ Cas de fermeture lente

$$H_d = H_0 - b \quad (\text{V.7})$$

Avec :

H_0 : la pression absolue de la conduite

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{V.8})$$

H_g : Hauteur géométrique

10 : Pression atmosphérique

V.2.5. Calcul du coup de bélier

Les valeurs du coup de bélier des tronçons de refoulement (SR1-SR2) et (SR2-RT) sont représentées dans le tableau (V.1).

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

Adduction	caractéristique des conduites										
	D (mm)	L (m)	e (mm)	Kc	a (m/s)	V_0 (m/s)	H_0 (m)	B (m)	H_s (m)	H_d (m)	PN
SR1-SR2	300	4200	6	0.5	1156,33	1.12	464	132.02	596,02	331,98	40
SR2-RT	300	5300	6	0.5	1156,33	1.12	417	132.02	549,02	284,98	40

Remarque : D'après le tableau (V.1), on remarque que l'effet des coups de bélier peuvent être fatals dans un réseau d'adduction (**effet des surpressions**), c'est pour cela que l'installation des moyens anti-béliers est primordiale malgré que les solutions qui ont vu le jour n'éradiquent pas le phénomène (Coup de bélier), par contre elles le limitent.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit des réservoirs d'air.

V.2.6. Méthode de calcul d'un réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de Vibert**

La méthode de Vibert donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'airs, importants dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de Bergeron**

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Remarque : Vu ses avantages, la méthode de Bergeron est la méthode retenue dans le cas de projet actuel.

V.2.7. Principe du calcul de réservoir d'air avec la méthode de BERGERON

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après s'être fixées, au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement.

L'épure de Bergeron est un diagramme présenté par les pressions absolues en fonction du temps, la figure (V.8) représente le principe de construction de l'épure de Bergeron [6].

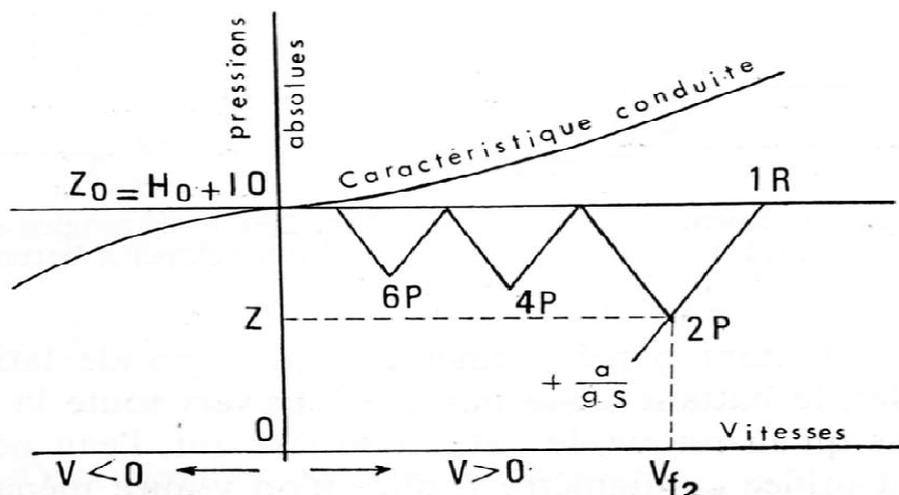


Figure (V.8): Principe de la construction de l'épure de BERGERON

1. Calcul de la variation du volume d'air

La variation du volume d'air du réservoir d'air est exprimée par le volume correspondant de l'eau que ce réservoir écoule vers la conduite on reçoit de la conduite au cours du régime transitoire, il s'agit du volume qui circule dans la conduite de refoulement de section «S» pendant un temps «T» d'un aller retour de l'onde et avec une vitesse moyenne «Vm» considérés comme étant la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de T.

Donc :

$$\Delta U = T \times S \times V_m \quad (\text{m}^3) \quad (\text{V.9})$$

La durée d'un aller-retour de l'onde est :

$$T = \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{s}) \quad (\text{V.10})$$

La vitesse moyenne est donnée comme suite

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2} \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- V_0 : Vitesse du régime d'écoulement dans la conduite avant la disjonction.
- V_f : Vitesse finale choisie a la fin de T.

2. Calcul du volume d'air du réservoir

Le volume d'air du réservoir se calcul selon les relations suivantes :

- **Quand l'eau monte**

$$U = U_0 + \Delta U \quad (\text{V.12})$$

- **Quand l'eau descend**

$$U = U_0 - \Delta U \quad (\text{V.13})$$

Avec :

U : Volume nouveau de l'air

U_0 : Volume d'air initial

ΔU : la valeur de la variation de volume d'air

3. Calcul de la pression dans le réservoir d'air

Dans le réservoir, la nouvelle pression sera déterminée en admettant que la détente s'effectue conformément à la pression

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad (\text{V.14})$$

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4}}{U^{1.4}} \quad (\text{V.15})$$

Où :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (\text{V.16})$$

Avec :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal,
- Z_0 : Pression absolue,
- U : Volume nouveau de l'air,
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

Un choix doit être fait pour l'organe d'étranglement. Il existe différents types :

- Tuyère
- Clapet battant percé

On opte pour la tuyère.

4. Détermination de la vitesse dans la tuyère

- Cas de la montée de l'eau:

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage sortant, avec un coefficient de débit est de l'ordre de 0.92

$$\frac{V_i}{V_f} = \frac{\pi \phi^2 / 4}{\pi d'^2 / 4} = \frac{\phi^2}{d'^2} = K_1 \quad (\text{V.17})$$

Avec:

V_f : Vitesse finale de l'eau dans l'intervalle de temps considéré.

ϕ : Diamètre de la conduite de refoulement.

d' : Diamètre de la veine liquide contractée lors de la montée de l'eau la tuyère à un coefficient de débit de l'ordre 0,92

Où :

d : Diamètre de la tuyère.

La valeur de d sera choisie de telle sorte que K , soit compris entre 15 et 20.

La figure (V.9) représente les caractéristiques de l'écoulement de l'eau lorsqu'il dirige vers la conduite de refoulement.

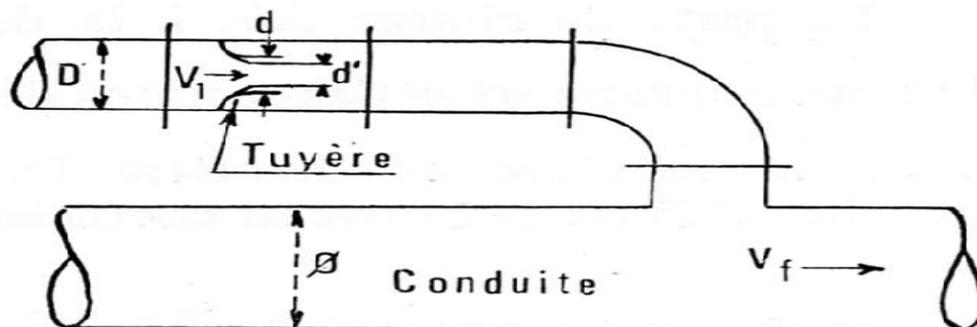


Figure (V.9): L'eau du réservoir se dirige vers la conduite de refoulement

La valeur de m est égale à:

$$m = \frac{(d')^2}{(D)^2} \quad (\text{V.18})$$

D'où :

d' : Diamètre de la tubuline ; il est pris égale à la moitié du diamètre de la conduite de refoulement. En se référant à l'abaque (Annexe (7)), qui donne la valeur de $C = f(m)$

La perte de charge Δh_1 , lors de la montée de l'eau en fonction du rapport «m» de section de la veine contractée et de la distribution et de la tubulure qui détermine le coefficient C. Nous avons :

$$\Delta h_1 = C \times \frac{V_1^2}{2g} \quad (\text{V.19})$$

- **Cas de la descente de l'eau**

Dans ce cas, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de Borda avec un coefficient de contraction de 0,5. Alors, comme précédemment, le rapport de la vitesse V_2 de l'eau dans la tuyère et celle dans la conduite est :

$$\frac{V_i}{V_f} = \frac{\pi \phi^2 / 4}{\pi 0,5 \cdot d^2 / 4} = \frac{\phi^2}{0,5 d^2} K_2 \quad (\text{V.20})$$

La figure (V.10) représente les caractéristiques de l'écoulement de l'eau lorsqu'il revient dans le réservoir.

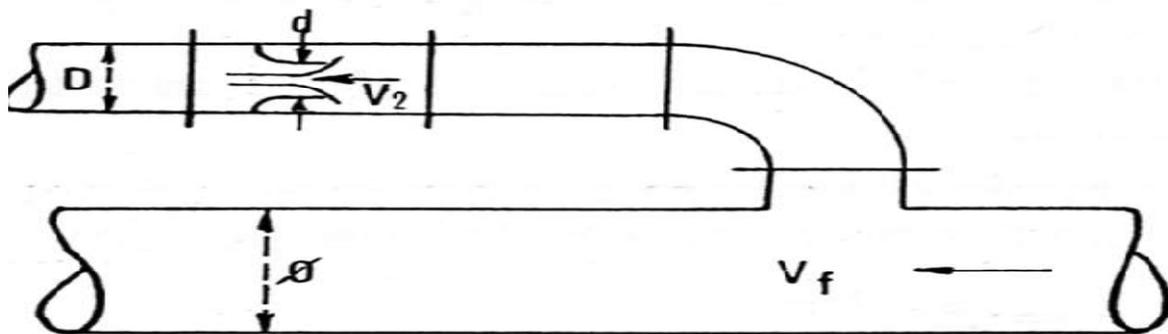


Figure (V.10): L'eau revient dans le réservoir d'air

$$m = \frac{0,5d^2}{D^2}$$

En se référant à l'abaque (Annexe (7)) qui donne $C'=f(m)$, la perte de charge Δh_2 , lors de la montée de l'eau qui est en fonction du rapport «m», nous avons :

$$\Delta h_2 = C' \times \frac{V_1^2}{2g} \quad (\text{V.21})$$

5. Calcul de la pression absolue dans la conduite avec perte de charge

- **Cas de montée de l'eau:**

$$Z_{abs} = Z - \Delta h_1 \quad (\text{m})$$

Avec :

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

Δh_1 : Perte de charge lors de la montée de l'eau (m)

- *Cas de descente de l'eau :*

$$Z'_{\text{abs}} = Z + \Delta h_2 \text{ (m)} \quad (\text{V.22})$$

Avec :

Δh_2 : Perte de charge lors de la descente de l'eau (m)

6- Calcul de la pression absolue finale dans la conduite :

- *Cas de montée de l'eau :*

$$Z_f = Z_{\text{abs}} - \Delta H = Z - \Delta h_1 - \Delta H \text{ (m)} \quad (\text{V.23})$$

Où :

ΔH : la perte de charge dans la conduite correspondant à la vitesse V_f

- *Cas de descente de l'eau :*

$$Z'_f = Z'_{\text{abs}} + \Delta H = Z + \Delta h_2 + \Delta H \text{ (m)} \quad (\text{V.24})$$

$$Z'_f = Z + \Delta h_2 + \Delta H \text{ (m)}$$

La perte de charge ΔH dans la conduite est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H = \frac{1,15 \times \lambda \times L}{2 \times f \times D} \times V_f^2 \text{ (m)} \quad (\text{V.25})$$

V.2.8. Application du calcul pour les différents tronçons

V.2.8.1. Tronçon (SR1-SR2)

Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SR1-SR2) sont :

- ◆ $\Phi = 300 \text{ mm.}$
- ◆ $e = 6 \text{ mm.}$
- ◆ $L = 4200 \text{ m.}$
- ◆ $H_g = 454 \text{ m.}$
- ◆ $\delta_0 = 28.31 \text{ m}$
- ◆ $K_c = 0.5$

Les caractéristiques du réservoir d'air sont :

On dispose une tuyère de diamètre $d = 80 \text{ mm}$ qui est incorporée dans une tubulure d'un diamètre $D = 150 \text{ mm.}$

- ◆ **Les caractéristiques de la tuyère sont**

- Montée de l'eau

$$\text{On a : } K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 \times d^2)} = \frac{(0,3)^2}{(0,92 \times 0,08)^2} = 16,61$$

Donc, on prend $K=17$. Compris entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

Par ailleurs :

$$m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{(0,92 \times d^2)}{D^2} = \frac{(0,92 \times 0,08)^2}{(0,150)^2} = 0,24$$

D'où $m = 0,24$.

A partir de l'abaque (Annexe (7)), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge "c" dans la tuyère. Ce qui nous donne $c = 0,58$.

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

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = \frac{(0,58)}{2g} V_1^2$$

$$\Delta h_1 = 0,58 \frac{V_1^2}{2g}$$

$$\Delta h_1 = 0,58 \frac{(17V_f)^2}{2g} = 8,54 V_f^2$$

- Descente de l'eau

On a :

$$\frac{V_2}{V_f} = K' = \frac{2\phi^2}{d^2} = \frac{2 (0,3)^2}{(0,08)^2} = 28,13$$

On prend $K' = 28$

Donc : $V_2 = K' V_f = 28 \times V_f$

Par ailleurs :

$$m = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{D^2} = \frac{1}{2} \times \frac{(0,08)^2}{(0,150)^2} = 0,14$$

m = 0.14

A partir de l'abaque (Annexe (7)), on aura la valeur du coefficient de perte de charge $c' = 0,74$.

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

$$\Delta h_2 = c' \times \frac{V_2^2}{2 \times g} \Rightarrow \Delta h_2 = 0,74 \times \frac{V_2^2}{2g}$$

$$\Delta h_2 = 0,74 \frac{(28V_f)^2}{2g} = 29,57 V_f^2$$

• **Variation du volume d'air**

Elle est donnée par :

$$\Delta U = T \times S \times V_m$$

Avec :

S : Section de la conduite (m²) ;

θ : Temps d'un aller retour de l'onde (s).

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 4200}{1156,33} = 7,16 \text{ s.}$$

$$\Delta U = 7 \times 0,07065 \times V_m$$

$$\Delta U = 0,4925 \times V_m$$

Où :

ΔU : Variation du volume d'air (m³) ;

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

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2}$$

a) Résultats de calcul du réservoir d'air

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR1-SR2 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (V.4) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (V.10).

Avec du volume initial du réservoir d'air est de 5 m³ [14].

Tableau (V.2): Tableau récapitulatif des résultats du calcul avec la méthode du BERGERON (tronçon SRI-RT)

temps	ΔU	U	Z	$\Delta h1 ; \Delta h2$	$Z \pm \Delta h$	δ	$Z \pm \Delta h \pm \delta$	Vf graph	Vm	Vf choisie
0	0	5	492.305488	0	492.305488	28.3054885	464	1.12	0	0
7.2643386	0.48307099	5.48307099	440.727388	4.96508099	435.762307	13.984646	421.777661	0.76179793	0.94124507	0.76249014
14.5286772	0.20671603	5.68978703	421.583369	0.01583911	421.56753	0.06826127	421.499268	0.043032	0.40277817	0.04306619
21.7930158	-0.1125657	5.57722133	431.814506	6.86201185	438.676518	5.97447032	444.650988	-0.48168327	-0.2193299	-0.48172598
29.0573544	0.26596735	5.31125398	457.891097	9.0993776	466.990475	7.75872171	474.749196	-0.55464161	-0.5182705	-0.55472812
36.321693	-0.21421906	5.09703492	481.080276	2.319396	483.399672	2.18817733	485.58785	-0.2803035	-0.41739751	-0.280069
43.5860316	-0.0483074	5.04872752	486.609254	0.07199484	486.537259	0.27738613	486.259873	0.09168785	-0.0941251	0.09181671
50.8503702	0.10928699	5.15801451	474.263410	0.95306584	473.310335	3.03313332	470.277202	0.33378811	0.212941251	0.3340669
58.1147088	0.16259336	5.32060787	456.925273	0.76628317	456.15899	2.47838158	453.680608	0.29949535	0.31680685	0.29954751
65.3790474	0.09461771	5.41522557	447.361721	0.04085996	447.320861	0.16416688	447.156694	0.06905491	0.18435893	0.06917036
72.643386	-0.02744979	5.38777578	450.098189	0.91741872	451.015608	0.92700686	451.942615	-0.17613017	-0.05348485	-0.17614006
79.9077246	-0.11302109	5.2747547	461.69584	2.0655088	463.761349	1.96544276	465.726792	-0.26377192	-0.2202172	-0.26429434
87.1720632	-0.10814792	5.16660677	473.317097	0.73026168	474.047358	0.75045811	474.797816	-0.15751678	-0.21072203	-0.15714971
94.4364018	-0.0297335	5.13687328	476.606609	0.0145529	476.592056	0.06311243	476.528944	0.04038068	-0.05793457	0.04128058
101.70074	0.05873562	5.1956089	470.148376	0.30057899	469.847797	1.0418696	468.805927	0.18744469	0.11444408	0.18760758

b) Epure de BERGERON pour le tronçon NSR1-NSR2

La figure (V.11) représente l'épure du Bergeron, la valeur initiale du volume du réservoir d'air est de 5 m^3 ,

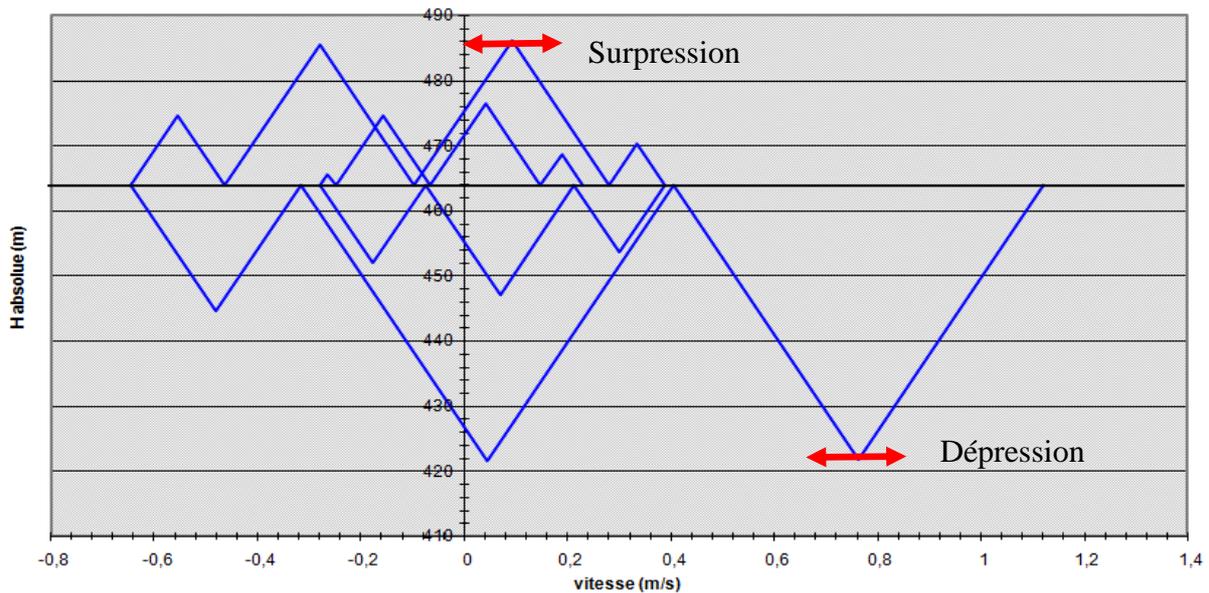


Figure (V.11): Epure de BERGERON pour le tronçon SR1-SR2

c) Interprétation des résultats

La figure (V.10) représente la variation de la pression absolue en fonction du temps,

Remarque : On remarque que :

- ◆ Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de **22.54 m** Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **5.69 m^3** .
- ◆ Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **5 m^3** .

Par ailleurs, la figure (V.12) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

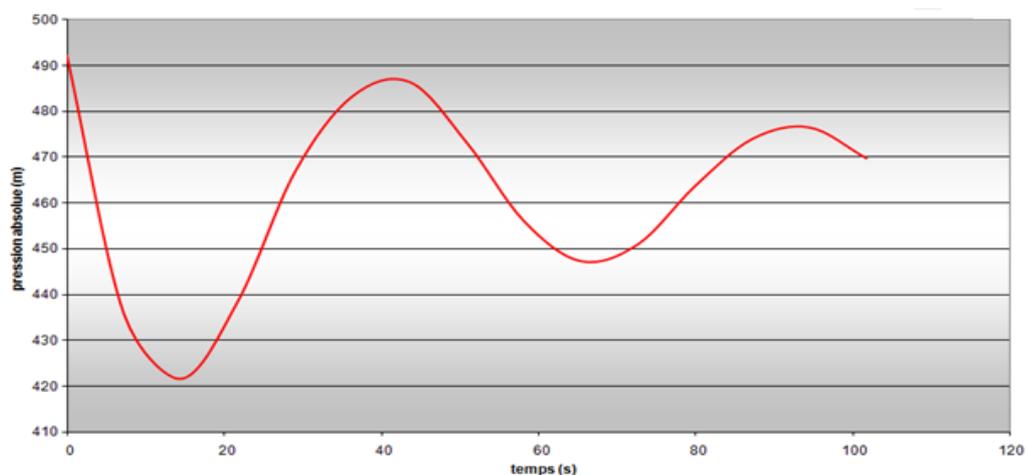


Figure (V.12): Variation de la pression pendant en fonction du temps pour le tronçon SR1-SR2

V.2.8.2. Tronçon (SR2-RT)

- **Les caractéristiques de la conduite**

Les caractéristiques de la conduite est donnée comme suite :

- ◆ $\Phi = 300$ mm.
- ◆ $e = 6$ mm.
- ◆ $L = 5300$ m.
- ◆ $H_g = 407$ m.
- ◆ $\delta_0 = 35.72$ m
- ◆ $K_c = 0.5$

- **Les caractéristiques de réservoir d'air son**

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 80$ mm qui est incorporée dans une tubulure d'un diamètre $D = 150$ mm.

Les caractéristiques de la tuyère sont :

- **Montée de l'eau**

On a :

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{\varphi^2}{d'^2} = \frac{\varphi^2}{(0,92 \times d^2)} = \frac{(0,3)^2}{(0,92 \times 0,08)^2} = 16,61$$

Donc, on prend $K = 17$ Comprise entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

Par ailleurs :

$$m = \frac{d^2}{D^2} = \frac{(0,92 \times d^2)}{D^2} = \frac{(0,92 \times 0,08)^2}{(0,150)^2} = 0,24$$

D'où $m = 0,24$.

A partir de l'abaque (Annexe (7)), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge "c" dans la tuyère. Ce qui nous donne $c = 0,58$. D'où la perte de charge correspond au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = \frac{(0,58)}{2g} \times V_1^2$$

$$\Delta h_1 = 0,58 \frac{V_1^2}{2g}$$

$$\Delta h_1 = 0,58 \frac{(17 V_f)^2}{2g} = 8,54 V_f^2$$

- **Descente de l'eau :**

On a :

$$\frac{V_2}{V_f} = K' = \frac{2\varphi^2}{d^2} = \frac{2 (0,3)^2}{(0,08)^2} = 28,13$$

On prend $K' = 28$

$$\text{Donc, } V_2 = K' V_f = 28 \times V_f$$

Par ailleurs :

$$m = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{D^2} = \frac{1}{2} \times \frac{(0,08)^2}{(0,150)^2} = 0,14$$

$$\mathbf{m = 0.14}$$

A partir de l'abaque (Annexe (7)), on aura la valeur du coefficient de perte de charge $C' = 0,74$. D'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = c' \times \frac{V_2^2}{2 \times g}$$

$$\Delta h_2 = 0,74 \times \frac{V_2^2}{2g}$$

• **Variation du volume d'air :**

Elle est donnée par :

$$\Delta U = T \times S \times V_m$$

Avec :

S : Section de la conduite (m²) ;

θ : Temps d'un aller retour de l'onde (s).

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 5300}{1156,33} = 9,17 \text{ s.}$$

$$\Delta U = 7 \times 0,07036 \times V_m$$

$$\Delta U = 0,4925 \times V_m$$

Où :

- ΔU : Variation du volume d'air (m³) ;
- V_m : Vitesse moyenne dans un intervalle donné (m/s).

La vitesse moyenne est donnée par la relation suivante :

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2}$$

a) Résultats de calcul du réservoir d'air

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau (V.3):

Tableau (V.2): Tableau récapitulatif des résultats du calcul avec la méthode du BERGERON (tronçon SR2-RT)

temps	ΔU	U	Z	$\Delta h1 ; \Delta h2$	$Z \pm \Delta h$	δ	$Z \pm \Delta h \pm \delta$	Vf graph	Vm	Vf choisie
0	0	6	452,73871	0	452,73871	35,7387104	417	1,12	0	0
9,16690347	0,61885321	6,61885321	402,42952	5,34463172	397,084888	18,9035679	378,18132	0,79067359	0,9555487	0,7910974
18,3338069	0,30474451	6,92359772	381,268511	0,19213049	381,076381	0,86916468	380,207216	0,14920787	0,47054489	0,14999238
27,5007104	-0,06754184	6,85605588	385,78018	3,80189082	389,582071	4,36609563	393,948167	-0,35849649	-0,10428889	-0,35857017
36,6676139	-0,28198391	6,57407197	405,721278	7,7586242	413,479902	8,45189754	421,9318	-0,5122216	-0,43540108	-0,51223199
45,8345173	-0,2721927	6,30187927	426,839926	3,18773497	430,027661	3,70884001	433,736501	-0,32839403	-0,42028284	-0,32833369
55,0014208	-0,11365398	6,18822529	436,264415	0,01516238	436,279578	0,02620621	436,305784	-0,02262175	-0,17548897	-0,02264426
64,1683243	0,06874732	6,25697261	430,518705	0,4713996	430,047306	1,99549354	428,051812	0,23492329	0,10615023	0,23494471
73,3352277	0,17171648	6,42868908	416,756348	0,74489554	416,011452	3,04826158	412,963191	0,29443653	0,26514116	0,29533761
82,5021312	0,14571525	6,57440433	405,696665	0,20424689	405,492419	0,91980519	404,572613	0,15475907	0,2249936	0,1546496
91,6690347	0,02971229	6,60411662	403,50735	0,11696971	403,624319	0,17379991	403,798119	-0,06267219	0,04587767	-0,06289426
100,835938	-0,08804549	6,51607113	410,058813	1,29166458	411,350478	1,60671277	412,957191	-0,20897114	-0,13594784	-0,20900141
110,002842	-0,13079025	6,38528088	420,15847	1,12319456	421,281664	1,41167556	422,69334	-0,19496851	-0,20194846	-0,19489551
119,169745	-0,08294	6,30234088	426,802409	0,11087482	426,913284	0,16539747	427,078682	-0,06116326	-0,12806463	-0,06123374
128,336649	0,0114372	6,31377808	425,874811	0,07961444	425,795197	0,38442389	425,410773	0,0956959	0,01765976	0,09655327

b) Epure de BERGERON pour le tronçon NSRI-NSR2

La figure (V.13) représente l'épure du Bergeron, la valeur initiale du volume du réservoir d'air est de 5 m^3 [14].

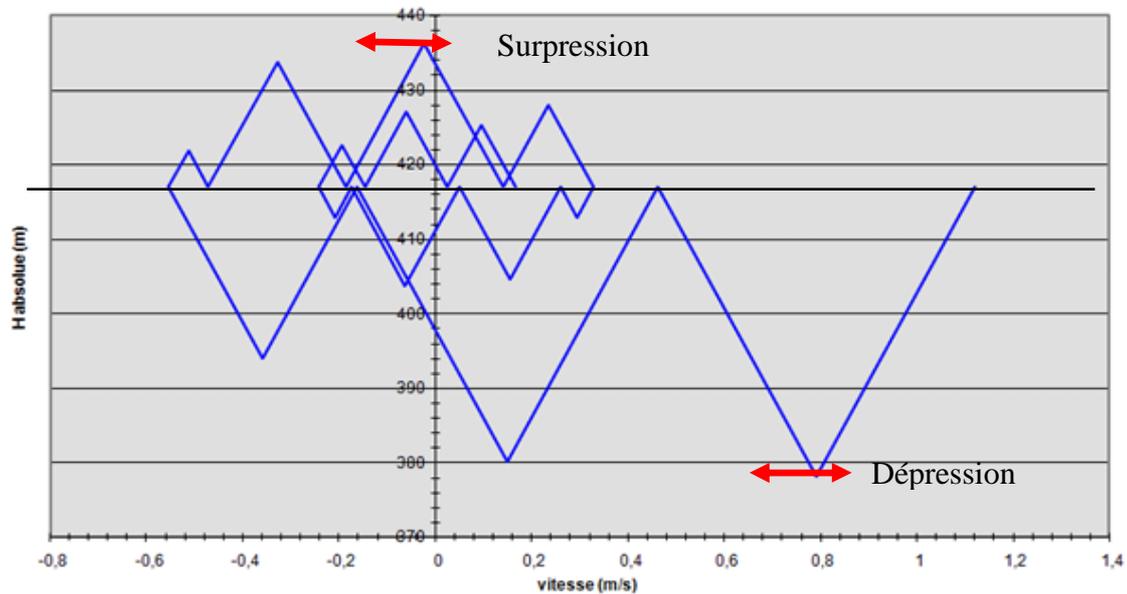


Figure (V.13): Epure de BERGERON pour le tronçon SRI-RT

c) Interprétation des résultats

La figure (V.12) représente la variation de la pression absolue en fonction du temps.

Remarque: On remarque :

- ◆ Pendant la phase de surpression, on a enregistré une surpression maximale de **19.28**. Ainsi pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression minimale égale 35.92 m
- ◆ Les résultats de La variation de volume d'air dans le réservoir est de 0.92 m^3 , il varie entre un volume maximal et minimal tel que $U_{\text{max}} = 6.92 \text{ m}^3$ et $U_{\text{min}} = 6 \text{ m}^3$

Par ailleurs, la figure (V.14) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps

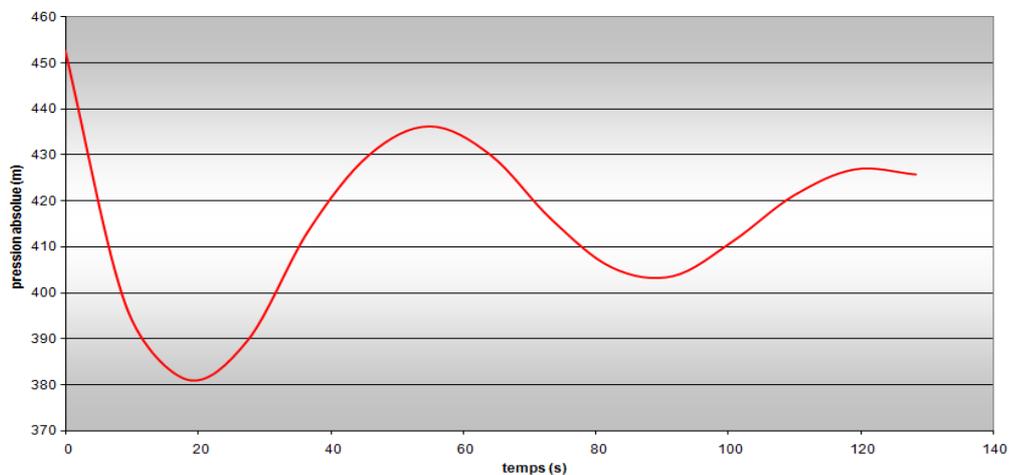


Figure (V.14): Variation de la pression pendant en fonction du temps pour le tronçon SR2-RT

V.2.9. Dimensionnement des réservoirs d'air

Le calcul de volume du réservoir d'air est donné comme suite :

$$U_r = U_{\max} \times 1.2$$

Avec :

U_{\max} : Volume maximal dans le réservoir d'air

a) Dimensionnement du réservoir d'air de la station de reprise

Le volume maximal du réservoir d'air de la station de reprise SR1 est de 5,69 m³

$$U_r = 1.2 \times 5,59 = 6,828 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé est de **7000 L**

b) Dimensionnement du réservoir d'air de la station de reprise

Le volume maximal du réservoir d'air de la station de reprise SR1 est de 5,69 m³

$$U_r = 1.2 \times 6,92 = 8,315 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé est de **9000 L**

A l'aide de la Planche d'encombrement des réservoirs d'air HYDROFORT CHARLATTE (annexe (8)). Les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau (V.4).

Tableau (V.4) : Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction par refoulement

N° de station	Volume normalisé (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
SR1	7000	1500	4480	2070	2500	150	1200	158	400
SR2	9000	1500	5470	2070	3700	150	1200	158	400

V.3. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu deux parties, qui sont la pose des conduites et la protection contre le régime transitoire. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation d'un réservoir d'air, juste à la sortie des stations de pompage (SR1) et (SR2), deux réservoirs d'air d'une capacité respective 7000 litres et 9000 litres. Pour la pose des conduites qui doit se faire d'une manière à assurer l'étanchéité des joints ainsi que l'équilibre des tuyaux. Une mauvaise pose des conduites va se répercuter sur le rendement du réseau et sur les frais d'entretiens qui vont augmenter

Conclusion
générale

CONCLUSION GENERALE

Au terme de cette étude, nous avons essayé d'apporter une contribution à l'alimentation en eau potable des deux communes de Larbaa Nath Irathen et Ait Oumalou, wilaya du Tizi ouzou

Lors de cette étude nous avons essayé de résoudre le manque d'eau dans ces régions, ou il s'est avéré nécessaire de faire un renforcement de l'alimentation en eau potable pour les deux communes par la réalisation d'un point de piquage à la cote 100 m de la conduite du transfert du Barrage Taksebt vers Azazga pour la chaîne de oued RABTA.

Après avoir estimé les différents besoins en eau à l'horizon, nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme, qui sont de 12175,84 m³/j soit 140.92 l/s ; sont bien loin d'être satisfaits par rapport au débit journalier fourni par les ressources existantes dans la zone d'étude, qui sont de 8000 m³/j soit de 92.59 l/s. Par conséquent, on a un déficit de 48.33 l/s.

Dans le but de remédier à ce problème, il a été préconisé de renforcer la chaîne d'alimentation en eau potable par la projection d'un point de piquage, avec un débit exploitable de 48.33 l/s.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son acheminement, nous avons procédé à la projection de nouveaux réservoirs, qui sont en nombre de 23 et dont la capacité de certains réservoirs est de : réservoir de la SR1 500 m³, réservoir RT 150 m³.

Pour le dimensionnement des conduites par refoulement, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, dans 3 conduites de refoulements de diamètre 300 mm pour chaque conduite et 22 conduites gravitaires de différents diamètres.

Pour l'adduction gravitaire, nous avons utilisé des vannes papillon pour augmenter les pertes d'énergies en excès.

Le choix des pompes adéquates au refoulement, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au consommateur, a été réalisé à l'aide des catalogues CAPRARI, qui nous donne les deux types de pompes pour les deux stations de pompages (PMS 100/ 6 C, PMS 100/ 5 B).

Une vérification du risque d'apparition du phénomène de coup de bélier a été faite. On a constaté que dans les tronçons (SR1-SR2) et (SR2-RT), il y a suppression. De ce fait, et afin de protéger ces deux tronçons contre ce phénomène, on a proposé d'installer un réservoir d'air pour chaque tronçon, leur emplacement sera après chaque station de reprise, dont leur capacité est de 7000 L et 9000 L.

A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ du projet.

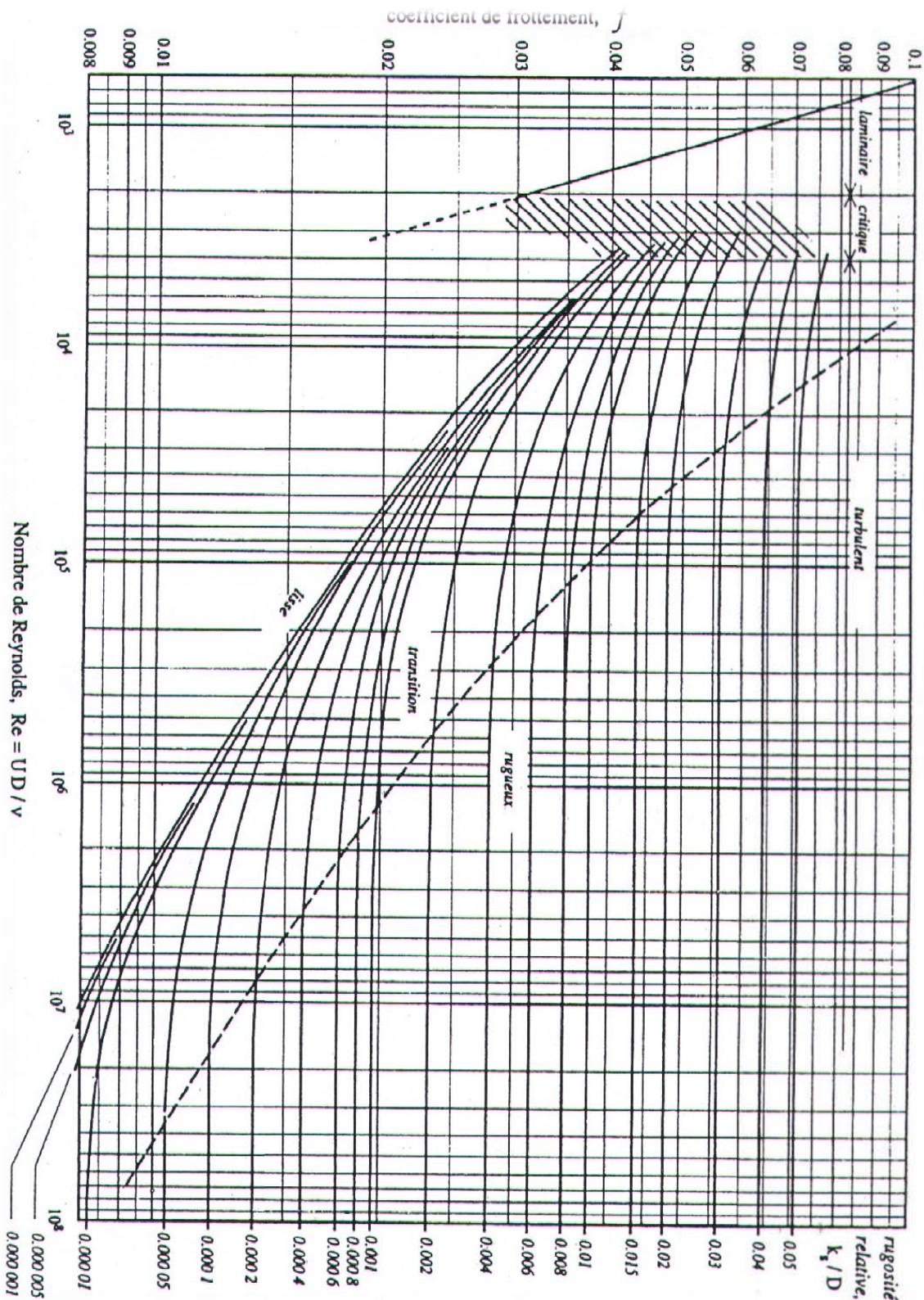
Bibliographie

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Données recueillies auprès des services,(situation climatique et démographique...): APC des communes Ait Oumalou et Larbaa Neth Irathen, Subdivision Hydraulique de la daïra de Larbaa Nath Irathen
- [2] **MAHMOUD, M.**, Alimentation en eau potable. Ecole Nationale d'Ingénieur de Tunis 2002.
- [3] **FRANCOIS, G. B.**, Distribution et collecte des eaux. Deuxième édition 2000.
- [4] **BONNIN, J.**, Hydraulique Urbaine. Edition appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, Eyrolles. 1986.
- [5] **BONVIN, J.**, Hydraulique urbaine, Tome I: Captage, Réseaux d'adduction, Réseaux de distribution, Equipement, Pompe, Petites centrales hydrauliques, 2005.
- [6] **DUPONT, A.**,Hydraulique urbaine, Tome II. Edition Eyrolles, Paris, 1979.
- [7] **HAMDAOUI, H** et **MERZOUGUI K.** Raccordement en eau potable de la commune de Seddouk à partir du transfert Akbou-Bejaia à partir du barrage Tichi-haf. Mémoire de Fin d'Etude. Université de Bejaia. 2010.
- [8] **ALMAS, M.**, et **MAAKNI, R.**, Réhabilitation de la chaîne de refoulement de TABLIENTE, TICHY, Wilaya de Bejaia. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2007.
- [9] **CARLIER, M.**, Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLES, 1980.
- [10] **BENNIS, S.**, Hydraulique et hydrologie, 2ème édition 2004.
- [11] **BELLOUL. A.**, Etude de l'adduction d'alimentation en eau potable à partir du barrage Ighil Emda vers la commune Draa El Gaid, wilaya de Bejaia. Mémoire de fin d'étude. ENSH,2010,
- [12] **BENSAADA, W.**, et **BENOUNA, I.**, Alimentation en eau potable des centres de Ouled Mimoun, Sidi Abdelli et Sidi Senouci à partir du brise de charge BC3 conduite Béni Bahdel-Oran, Mémoire de fin d'étude, Université de Tlemcen, 2014
- [13] **TAMEUR, M.**, AEP du lot à partir du Barrage de Koudiet Asserdoune (adduction Ain Bessem W de Bouira –Boughzoul W.Médéa). Mémoire de fin d'étude, Juin 2009.
- [14] **AMARA, L.**, Note de calcul des réservoirs anti-bélier.

Annexes

Annexe (2) : Abaque de Moody



Annexe (3) : prix de revient des conduites Acier et PEHD**Prix de revient des conduites PN10**

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA/ml)
20	2,3	30,78
25	3,0	39,60
32	3,6	61,54
40	4,5	96,33
50	5,6	147,17
63	7,1	232,79
75	8,4	329,13
90	8,2	392,50
110	10,0	579,62
125	11,4	738,42
160	14,6	1209,38
200	18,2	1892,38
250	22,7	2937,81
315	28,6	4684,62
400	36,3	7516,57
500	45,4	11724,79

Prix de revient des conduites PN16

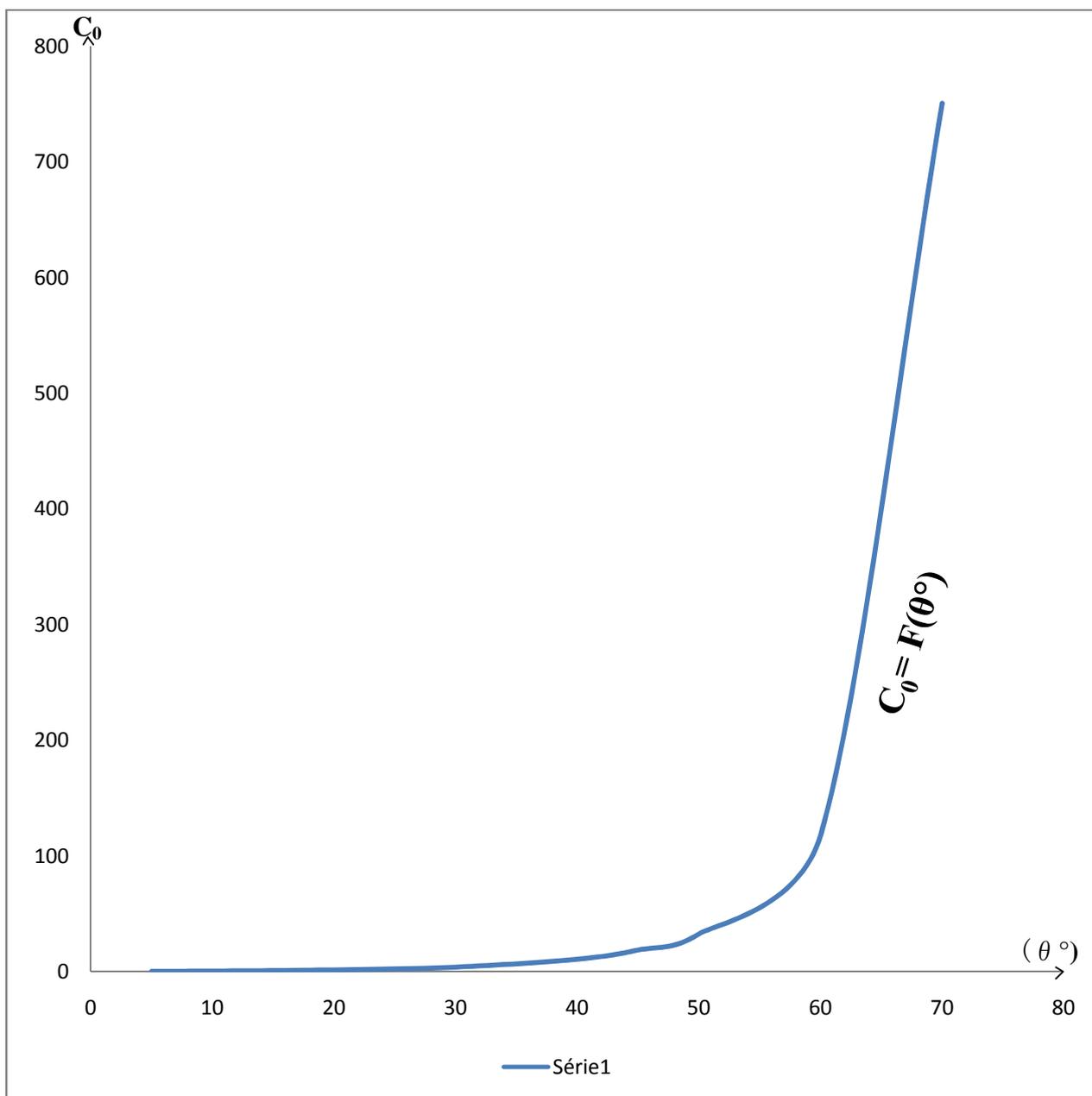
Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix de revient (DA/ml)
20	2,3	34,64
25	3,0	56,20
32	3,6	88,30
40	4,5	136,47
50	5,6	211,40
63	7,1	337,16
75	8,4	473,63
90	8,2	571,69
110	10,0	844,30
125	11,4	1093,08
160	14,6	1786,51
200	18,2	2805,48
250	22,7	4340,56
315	28,6	6881,37
400	36,3	11116,05
500	45,4	17335,76
630	57,2	26341,10

Prix de revient des conduites en Acier

Diamètre extérieur en (mm)	Prix de revient (DA/ml)
40	800.00
60	1100.00
80	1400.00
100	1700.00
125	2100.00
150	2900.00
200	3800.00
250	4500.00
300	5000.00
400	8000.00

Annexe (4) : Evolution du coefficient de singularité C_0 d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Angle d'inclinaison du papillon θ (°)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70
C_0	0,25	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

Annexe (5) : Caractéristique de la pompe de NSR1

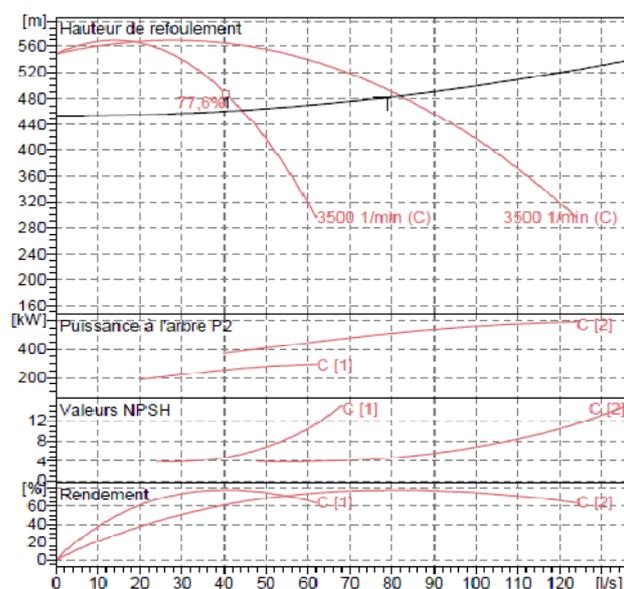
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PMS 100/ 6 C	
Caractéristiques requises	
Débit	78,8 l/s
Hauteur de refoulement	482 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2
Caractéristiques de la pompe	
Débit	41 l/s
Hauteur de refoulement	485 m
Puissance absorbée	258 kW
Rendement	77,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	548 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	60 Hz
Tension nominale	460 V
Vitesse nominale	3500 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	315 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	320 kg

Matériaux	
Corps de refoulement (PMS)	Fonte sphéroïdale
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte sphéroïdale
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

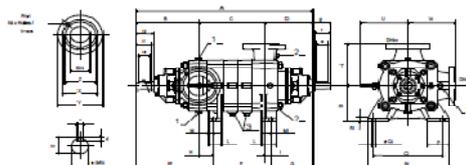


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1128
 a = 35
 B = 365
 b = 38
 c = 10
 C = 470
 D = 293
 d = 8
 d_d = 22
 d_s = 22
 DNA = 125
 DNm = 100
 E = 419
 e = 70
 F = 440
 f = 90
 g = 104
 G = 260
 H = 54
 I = 33
 L = 85
 M = 32
 N = 460
 No = 8
 O = 400
 P = 117
 Q = 24



Notes:

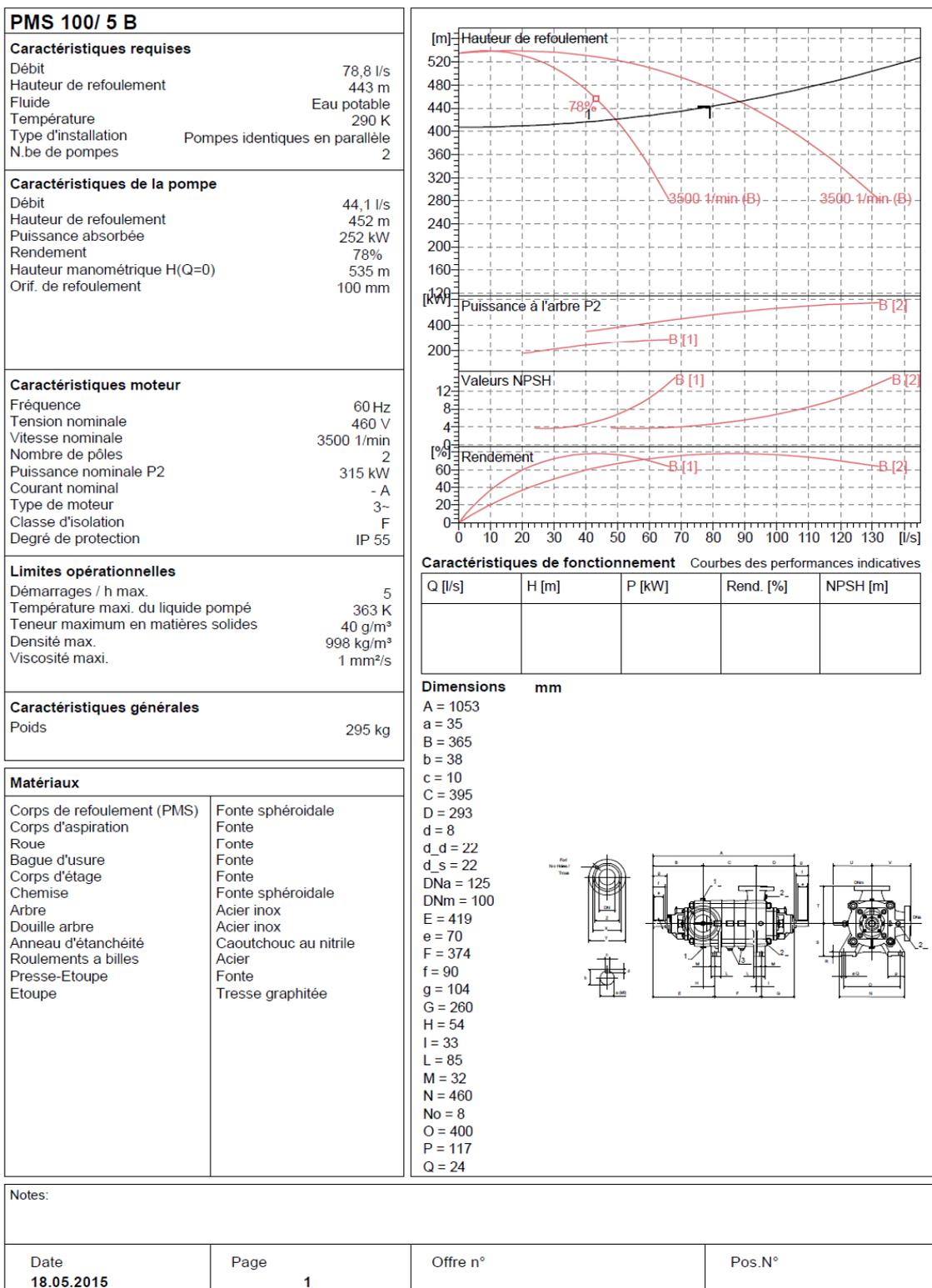
Date	Page	Offre n°	Pos. N°
18.05.2015	1		

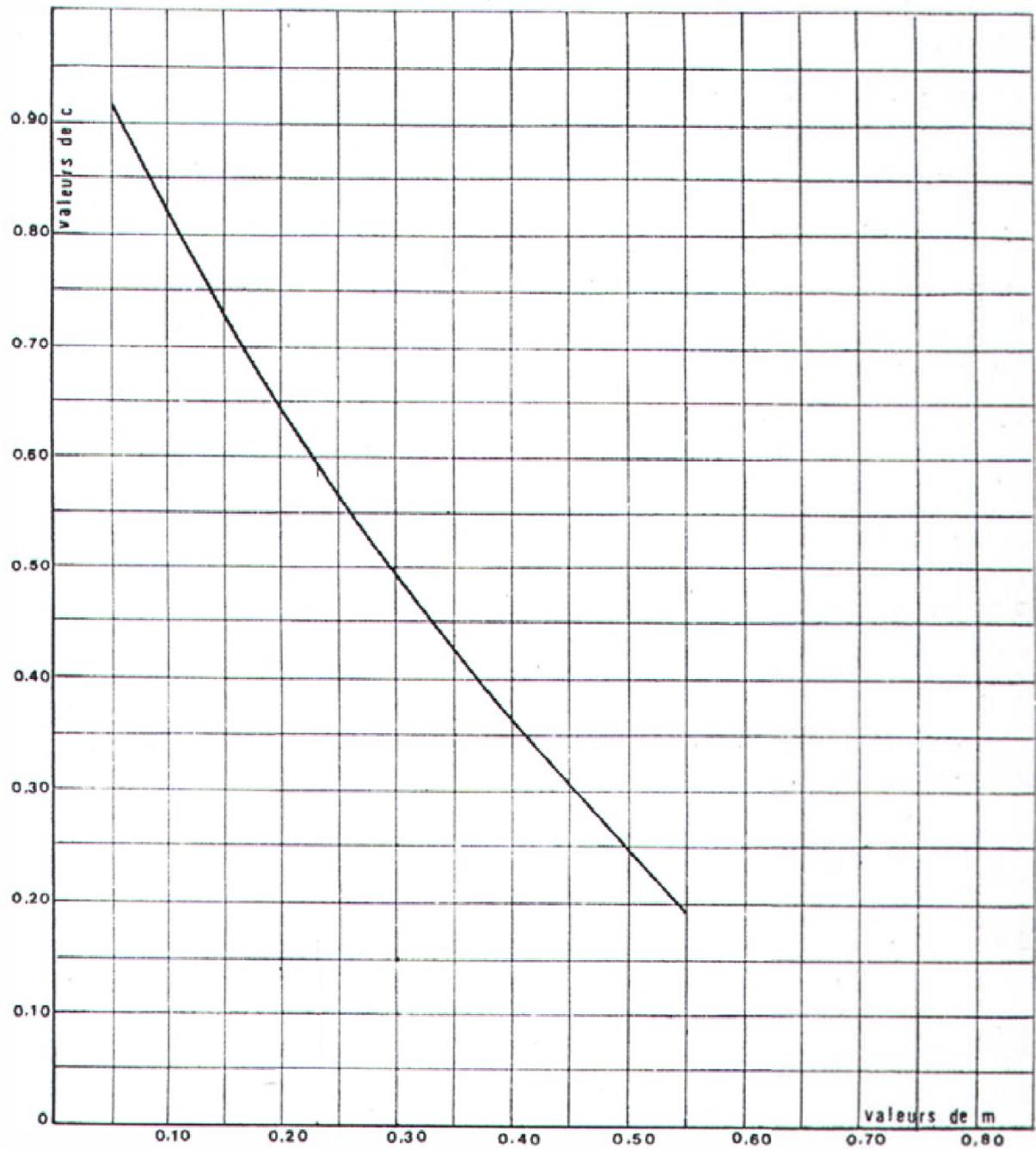
Annexe (6) : Caractéristique de la pompe de NSR2



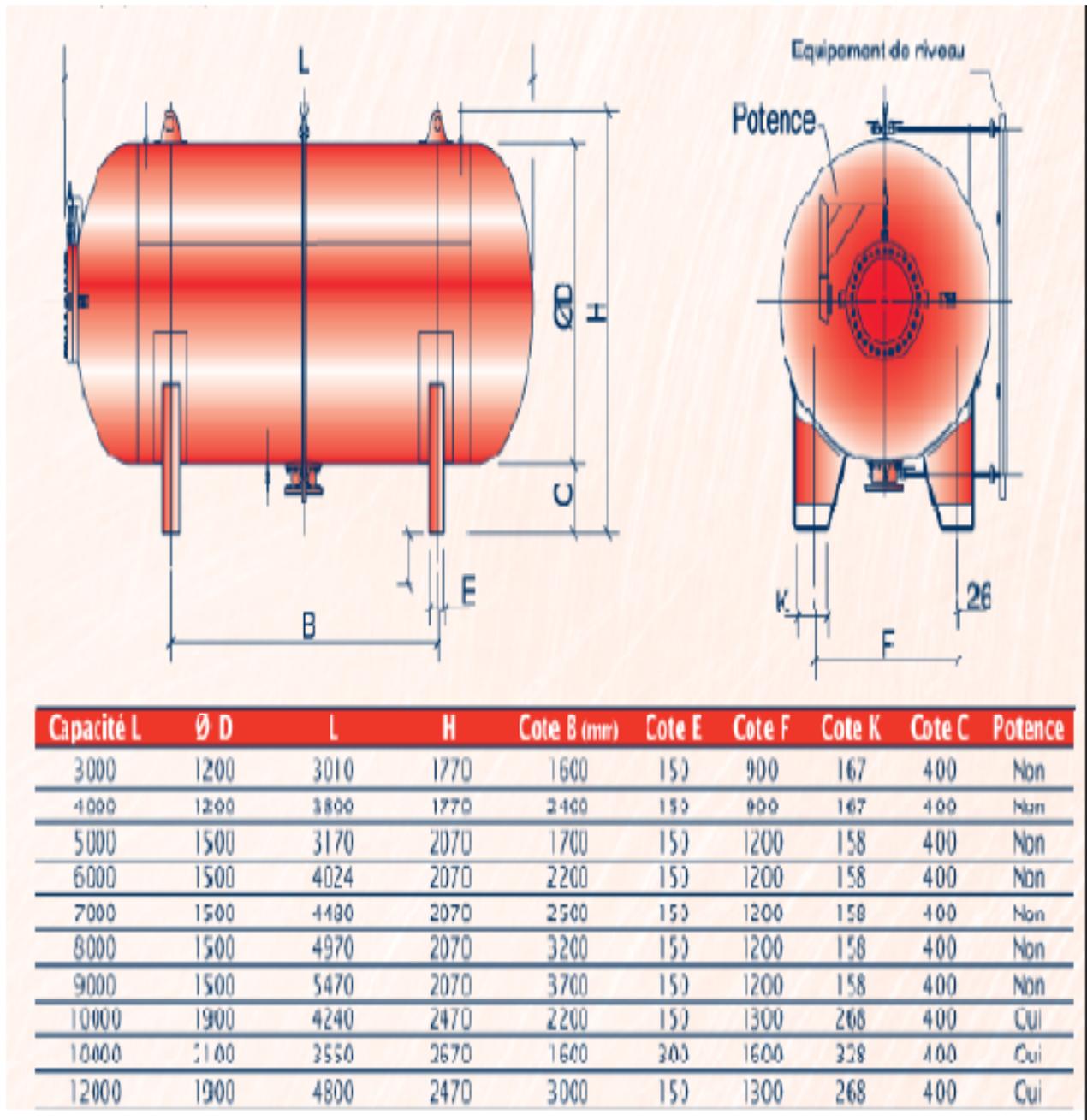
Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001



Annexe (7) : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère

Annexe (8) : planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE



ملخص

من خلال هذه المذكرة قمنا بدراسة فنية كاملة لمشروع تقوية مياه الشرب إلى كل من البلديتين الأربعة نايت اراثن و ايت اومالو (تيزي وزو) ابتداء من نقطة تحويل مياه السد تكسابث إلى عزازقة بعد عرض موقع المشروع بدأنا دراسة الاحتياجات المائية لكل الفئات التي تستهلك المياه و بعد ذلك قمنا بدراسة حجم كل الخزانات في أعقاب نمط استهلاك كل منطقة. تليها دراسة فنية واقتصادية لقنوات النقل وقمنا أيضا بدراسة نمط المضخات و من أجل حماية قنوات الضخ ضد ظاهرة المطرقة المائية قمنا بدراسة الظاهرة واعدنا تركيب خزانات الهواء لحماية هذه القنوات .

كلمات المفاتيح قنوات نقل المياه. الخزانات. المضخات. مطرقة المياه.

Résumé

Au cours de : ce présent mémoire, nous avons fait une étude technique complète du projet de :renforcement de l'alimentation en eau potable des deux communes de Larbaa Nath Irathen et Ait Oumalou (Wilaya de Tizi ousou) à partir d'un point de piquage de la conduite du transfert barrage de Taksebt vers Azazga. Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'étude des besoins en eau des différentes catégories d'usage qui émerge les différents débits. Puis, nous avons dimensionné les réservoirs suivant le régime de consommation des agglomérations. Suivie d'une étude technico-économique de l'adduction et, nous avons fait le choix des pompes adéquates de chaque station de pompage (02 stations). Dans le but de protéger la chaîne de refoulement contre le phénomène transitoire du coup de bélier, très dangereux pour les toutes les installations d'alimentation en eau potable, nous avons préconisé des réservoirs d'air.

Mots clés : Adduction, Réservoirs, Pompes, Coup de bélier

Abstract

In the present work, we made a comprehensive technical study of power-building project of drinking water to two towns to Larbaa Nath Irathen and Ait Oumalou (Tizi Ouzou) from point of the managing the shipment Taksebt dam . After presenting the project site, we began the study of the water needs of different categories of use that emerges different discharges. We sized reservoirs following the consumption pattern of settlements. Followed by a technical and economic study of the supply and we have chosen the appropriate pump for each pump station (02 stations). In order to protect the discharge line against the transient phenomenon of water hammer, very dangerous for all power facilities of drinking water, we preconised two reservoirs.

Keywords: Adduction, pump, Tank, Hammer