

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction en eau potable de la ville de Boghni à partir du barrage de Koudiet Acerdoune (w. TIizi Ouzou).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0018-11

APA Citation (توثيق APA):

Guergour, Samir (2011). Adduction en eau potable de la ville de Boghni à partir du barrage de Koudiet Acerdoune (w. TIizi Ouzou)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE  
ARBAOUI ABDALLAH**

**DEPARTEMENT DE GENIE DE L'EAU**

# **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

**OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable**

**THEME:**

**Adduction en eau potable de la ville de Boghni à  
partir du barrage de Koudiet Acerdoune  
(W.TIZI-OUZOU)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> : GUERGOUR SAMIR.**

**Promotrice :**

**M<sup>me</sup> : W. MOKRANE.**

**Devant le jury composé de :**

**Présidente: M<sup>me</sup> :H.MEDDI.**

**Examineurs: M<sup>me</sup> :S.HOULI.  
M<sup>me</sup> :M.KAHLERRAS.  
M<sup>r</sup> : M.DJELLAB.  
M<sup>r</sup>: A.RASSOUL.**

**Octobre 2011**

# Dédicace

*Du fond du cœur, je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :*

*A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez, que Dieu tout puissant les bénisse et me les garde en bonne et parfaite santé ;*

*Aux âmes nobles de mon grand-père, Jida et de mon oncle maternel, que Dieu leur soit clément ;*

*A tous les martyrs du printemps noir et en particulier à mon ami «Rachid Ait Idir»*

*A mon cher frère Karim et sa fiancée Karima ;*

*A mes deux chères sœurs Anissa et Yasmine ;*

*Aux petits coquins Imane, Mellissa et Rabah que j'adore ;*

*A toute ma famille ;*

*A ma chère Dominique ;*

*A tous mes amis d'enfance : Ghiles, Hacène, Hocine, Mahrez, 2 Samira, Salîha et Yacine ;*

*A tous les habitants de mon beau village "la ZIMBE" ;*

*Au groupe de la sagesse : Djamila, Idir, Kamel, Lyes, Mazigh, Mehdi, Nora, Samir, Samira, Youcef et Zhira ;*

*A tous mes amis de l'ENSH : 2 Ahmed, Chikhi Ali, Dahou, Hakim, Hillal, Kamel, Nabil, Nacim, Rokya, Saadi, Soumia, Saida, Yacine, Zaky et à tous les autres sans exception ;*

*Enfin, A La mémoire de tous ceux qui sont morts pour une Algérie de demain meilleure.*

S. GUERGOUR  
S. GUERGOUR

# Remerciements

*Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce modeste travail.*

*Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :*

*Mes chers parents pour la compréhension et les encouragements qu'ils ont manifestés tout au long de mon parcours.*

*Ma promotrice Madame MOKRANE WAHIBA pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.*

*A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.*

*Mes remerciements vont également à tout le personnel de :*

- L'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique ;*
- Bureau d'études techniques « M.N. HYDRO » de Ouadhias ;*
- La DHW de Tizi-Ouzou, en particulier Mr DJOUDER, M ;*
- La Subdivision d'Hydraulique de Boghni en particulier Mr HAMOUDI ;*
- La Subdivision d'Hydraulique de D.B.K, en particulier M<sup>me</sup> REBATI Wassila.*

*Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.*

S. GUERGOUR  
S. GUERGOUR

## المخلص:

توزيع المياه الصالحة للشرب يتطلب شبكة توزيع دقيقة التصميم لاستمرارية التزويد بالمياه. بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد الدراسة و تقدير حاجياتها من الماء , نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه, من الناحية التقنية و الاقتصادية, فهذان الجانبين مرتبطان بينهما. تم تصميم منشآت التخزين حتى نلبي حاجات المستقبل من المياه. في أنابيب الدفع , المياه ترفع بواسطة محطات الضخ , لذا ندرس محطات الضخ و إعادة الضخ المشكلة لسلسلة انابيب نقل المياه . بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة, من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية. و أريخا رطنتق إى. لتقيرط الاجنز ارشملعو وفالتخم الميناكملات ارخسملة مئاهنلا.

## Résumé :

Les systèmes d'alimentation en eau potable nécessitent des réseaux de conduites correctement dimensionnés afin de permettre un fonctionnement continu de ces derniers.

Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (gravitaire-refoulement) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Un dimensionnement des ouvrages de stockage a été élaboré pour combler la demande future en eau potable.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de reprise de la chaîne d'adduction.

Nous nous étalerons, par la suite, sur un moyen de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier.

En fin dans notre travail, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

## Obstruct:

Water supply network requires correctly dimensioned pipes in order to allow a good performance of these networks.

We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions in which will have to be established our mixed adduction (gravitary-repression) from a technical and economic point of view, those two aspects being, in fact, bound together.

A design of the storage structures was made to make up the deficit of the existing tanks.

In the repression pipe, waters are raised by pumping plants, we will study, their conditions of establishments of retake plants of the adduction chain.

We will tackle thereafter, a protection means of the repression pipes, in particular, against a transitory phenomenon called: the water hammer.

Finally, we tackle the methodology to implement the project and different means deployed for its working out.

## SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	1
------------------------------------	---

### CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction.....	2
I.1. Situation géographique.....	2
I.2. Situation socio-économique.....	2
I.3. Situation topographique.....	2
I.4. Situation géologique et géotechnique.....	5
I.5. Situation climatologique.....	5
I.5.1. Climat.....	5
I.5.2. Température.....	5
I.5.3. Pluviométrie.....	6
I.6. Situation agricole.....	7
I.7. situation démographique.....	7
I.8. Situation hydraulique actuelle.....	10
I.8.1. Potentialités hydrauliques.....	10
I.8.2. Situation hydraulique actuelle.....	10
I.8.2.1. Description de la chaine d'adduction actuelle.....	10
a)- Au niveau d'Ath-Kouffi.....	10
b)- Au niveau d'Ath-Mendes.....	11
I.8.3. Assainissement.....	14
I.9. Ressources en eau.....	14
I.9.1. Présentation du barrage de Koudiat Acerdoune.....	14
Conclusion.....	15

### CHAPITRE II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU

Introduction.....	16
II.1. Evolution démographique.....	16
II.2. Catégorie des besoins en eau.....	19
II.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière.....	19
II.3.1. Besoins domestique.....	20
II.3.2. Besoins scolaires.....	21
II.3.3. Besoins sanitaires.....	21
II.3.4. Besoins administratifs.....	22
II.3.5. Besoins commerciaux et industriels.....	22
II.3.6. Besoins socio-culturels.....	24
II.3.7. Besoins du Bétail.....	24
II.4. Récapitulation de la consommation moyenne journalière.....	25
II.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières.....	26
II.5.1. Consommation maximale journalière ( $Q_{max j}$ ).....	26

II.5.2. Consommation minimale journalière ( $Q_{min j}$ ).....	27
II.6. Etude de variations des débits horaire.....	28
II.6.1. Consommation maximale horaire.....	28
II.6.2. Consommation minimale horaire .....	29
II.7. Calcul de déficit de consommation .....	32
Conclusion .....	32

## **CHAPITRE III : ETUDE DES RESERVOIRS**

Introduction .....	33
III.1. Définition d'un réservoir .....	33
III.2. Fonctionnement d'un réservoir.....	33
III.3. Classification des réservoirs .....	33
III.4. Emplacement des réservoirs .....	34
III.5. Equipement des réservoirs.....	35
III.5.1. Equipements hydrauliques des réservoirs.....	35
III.5.1.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction .....	35
a- Par le haut (chute libre) .....	35
b- En bas (siphon noyé) .....	35
III.5.1.2. Conduite de départ ou de distribution .....	35
III.5.1.3. Conduite de trop plein .....	35
III.5.1.4. Conduite de vidange .....	35
III.5.1.5. Conduite By-pass .....	36
III.5.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie .....	36
a). Système à deux prises .....	36
b). Système à siphon .....	36
III.5.2. Equipements de nettoyage .....	36
III.6. Entretien des réservoirs .....	36
III.7. Hygiène et sécurité .....	37
III.8. Capacités des réservoirs .....	38
III.8.1. Méthode analytique .....	38
III.8.2. Méthode graphique .....	38
III.8.3. Dimensionnement des Bâches de reprises des différentes stations de pompage .....	39
a) Bâche de la station de pompage : n°1 ( $B_{SP1}$ ) .....	39
b) Bâche de la station de pompage n°2 ( $B_{SP2}$ ) .....	41
III.8.4. Dimensionnement des réservoirs terminaux :.....	42
a). Réservoir de tête de Mahbane haut ( $R_{tmh}$ ).....	42
b). Réservoir de Mahbane ( $R_1$ ).....	43
c). Réservoir d'Iavjlilene ( $R_6$ ).....	45
d). Réservoir de Thala N'Brahem ( $R_2$ ).....	46
e). Réservoir Taguemount Bas ( $R_8$ ).....	47
f). Réservoir Taguemount haut ( $R_9$ ).....	48
g). Réservoir Ighzer N'Chbel ( $R_{10}$ ).....	49
h). Réservoir Ihadriene ( $R_7$ ).....	50
i). Réservoir Ighil N'Bil ( $R_5$ ).....	51
j). Réservoir Imrabten ( $R_3$ ).....	52
k). Réservoir Iaskren ( $R_4$ ).....	53
III.8.5. Forme des réservoirs .....	54
Conclusion .....	56

## CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION

Introduction .....	57
IV.1. Les conduites d'adduction .....	57
IV.1.1. Généralité .....	57
IV.1.2. Types d'adduction .....	57
IV.1.2.1. Adduction gravitaire .....	57
IV.1.2.2. Adduction par refoulement.....	57
IV.1.2.3. Adduction mixte .....	57
IV.2. Choix du tracé .....	58
IV.3. Choix de type de canalisation .....	58
IV.4. Etude de l'adduction principale .....	61
IV.4.1. Etude des variantes .....	61
IV.4.1.1. Proposition de variantes .....	61
a) Variante N <sup>o</sup> 1 .....	61
b) Variante N <sup>o</sup> 2 .....	61
IV.4.1.2. Analyse et choix de la variante.....	64
IV.4.2. Dimensionnement de l'adduction principale pour les deux variantes.....	64
IV.4.2.1. Méthode de calcul .....	64
a) Cas gravitaire .....	64
b) Cas de refoulement .....	65
IV.4.2.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire (point de piquage-SP1) .....	67
IV.4.2.3. Dimensionnement de l'adduction par refoulement .....	68
IV.4.2.3.1. Détermination des diamètres économiques pour la Variante N <sup>o</sup> 1 .....	68
a) Refoulement : SP1 - bêche de la SP2 .....	68
b) Refoulement : SP2 – Réservoir de tête Mahbane haut (projeté) .....	71
IV.4.2.3.2. Détermination des diamètres économiques pour la Variante N <sup>o</sup> 2 .....	73
a) Refoulement : SP1 - bêche de la SP2 .....	73
b) Refoulement : SP2 - bêche de la SP3.....	75
c) Refoulement : SP3 – Réservoir de tête de Mahbane haut (projeté) .....	76
IV.4.2.4. Bilan total des frais de l'adduction principale .....	78
IV.5. Etude d'adduction secondaire (écoulement gravitaire) .....	79
IV.5.1. Calcul des longueurs des différents tronçons .....	79
IV.5.2. Les caractéristiques des différents points .....	79
IV.5.3. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction .....	81
IV.5.4. Normalisation des diamètres avantageux .....	81
IV.5.5. Principe de fonctionnement d'un régulateur de pression aval.....	82
IV.5.6. Les frais d'investissement de l'adduction secondaire .....	82
Conclusion .....	83

## CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

Introduction.....	84
V.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	84
V.2. Situation des ouvrages .....	84
V.3. Choix du type de pompe .....	85

V.4. Les modes de couplage des pompes .....	85
V.4.1. Couplage en parallèle.....	85
V.4.2. Couplage en série .....	86
V.5. Choix du nombre de pompes .....	86
V.5.1. Refoulement SP1–bâche de la SP2 .....	86
V.5.2. Refoulement SP2–réservoir de tête de Mahbane haut .....	87
V.6. Courbes caractéristiques des pompes .....	87
V. 7. Point de fonctionnement.....	90
V.7.1. Refoulement SP1–bâche de la SP2 .....	91
V.7.2. Refoulement SP2–réservoir de tête de Mahbane haut.....	92
V.8. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données .....	94
a) Débit disponible > Débit appelé .....	94
b) Débit disponible < Débit appelé .....	95
V.8.1. Refoulement : SP1 - Bâche SP2 .....	95
a) Vannage .....	95
b) Diminution du temps de pompage .....	95
V.8.2. Refoulement : SP2 - Réservoir de tête de Mahbane haut .....	96
a) Vannage .....	96
b) Diminution du temps de pompage .....	96
V.9. Etude de la cavitation .....	96
V.9.1. Refoulement SP 1 - bâche de la (SP2) .....	99
V.9.2. Refoulement SP2–réservoir de tête de Mahbane haut .....	99
V.10. Choix du moteur électrique .....	100
V.10.1. Critères de choix du moteur électrique.....	100
V.10.2. Caractéristiques du moteur électrique de SP1 .....	101
V.10.3. Caractéristiques du moteur électrique de SP2 .....	101
Conclusion .....	101

## **CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES**

Introduction .....	102
VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier .....	102
VI.1.1. Causes du coup de bélier .....	102
VI.1.2. Risques dus aux coups de bélier .....	102
a) Cas de la surpression .....	103
b) Cas de dépression .....	103
c) Fatigue de la canalisation .....	103
VI.1.3. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier .....	103
a) Cheminée d'équilibre .....	103
b) Soupape de décharge .....	103
c) Volant d'inertie .....	103
d) Réservoirs d'air .....	104
VI.1.4. Calcul des réservoirs d'air .....	105
VI.1.4.1. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT.....	105
VI.1.4.2. Encombrement du réservoir d'air .....	108
VI.1.4.3. Installation du réservoir d'air .....	109
VI.2. Protection des conduites contre la corrosion .....	110
VI.2.1. Facteurs de la corrosion .....	110
VI.2.2. Moyens de lutte contre la corrosion .....	110
a)- Protection des conduites avec revêtement bitumeux .....	111
b)- Protection cathodique.....	111
VI.2.3. Protection contre la corrosion de conduites de tuyaux en fonte ductile .....	111

Conclusion .....	112
------------------	-----

## **CHAPITRE VII : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES**

Introduction .....	113
VII. Pose de canalisation .....	113
VII.1. Principe de pose de canalisations .....	113
1. Réalisation des fouilles .....	113
2. Aménagement du lit de pose .....	114
3. Préparation à la canalisation .....	114
4. La mise en place des canalisations .....	114
5. Epreuve des joints et canalisation principale .....	114
6. Remblai des tranchées.....	115
VII.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	115
VII.1.3. Pose de canalisation en galerie .....	116
VII.1.4. Pose de canalisation en pente .....	116
VII.1.5. Pose de canalisation dans terrain peu consistant .....	117
VII.1.6. Traversée d'une rivière .....	117
VII.1.7. Traversée de route .....	118
VII.1.8. Passage de ponts .....	118
VII.1.9. Pose a proximité d'une conduite d'assainissement (même tranchée) .....	119
VII.2. Butée et amarrage .....	119
VII.3. Accessoires .....	120
VII.3.1. Robinets vannes .....	120
a) Robinets-vanne à opercule .....	121
b) Vannes papillon.....	121
VII.3.2. Clapets anti retour .....	122
VII.3.3. Ventouses .....	122
VII.3.4. Moyens anti-bélier.....	124
VII.3.5. By-pass .....	124
VII.3.6. Crépines .....	124
VII.3.7. Joints de raccordement .....	124
VII.3.8. Organes de mesure .....	124
a) Mesure de débit .....	124
b) Mesure de pression .....	124
VII.3.9. Organes de raccordement .....	125
a)Coude .....	125
b) Cônes .....	125
c) Tés .....	125
Conclusion .....	125
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>126</b>

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1 : Températures moyennes annuelles.....	5
Tableau I.2 : Coordonnés des 4 stations.....	6
Tableau I.3 : Pluviométrie moyennes annuelles en (mm).....	6
Tableau I.4 : Répartition générale des terres.....	7
Tableau I.5: Population par village à l'année de recensement 2008.....	8
Tableau I.6: Caractéristiques des conduites du réseau d'adduction d'Ath-Kouffi.....	11
Tableau I.7: Caractéristiques des réservoirs existants à Ath Kouffi .....	11
Tableau I.8: Caractéristiques des conduites du réseau d'adduction d'Ath-Mendes.....	12
Tableau I.9: Caractéristiques des réservoirs existants à Ath-Mendes.....	12
Tableau I.10 : Répartition du réseau d'assainissement.....	14
Tableau I.11 : caractéristiques principales de barrage.....	15

### CHAPITRE II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU

Tableau II.1: Estimation de la population à moyen et long terme.....	17
Tableau II.2: Tableau récapitulatif des besoins domestiques.....	20
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	21
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	22
Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	22
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des Besoins commerciaux et industriels.....	23
Tableau II.7: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	24
Tableau II.8: Tableau récapitulatif des besoins du bétail.....	24
Tableau II.9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières totales des villages d'Ath-Mendes aux horizons 2025 et 2040.....	25
Tableau II.10 : Tableau récapitulatif des différentes moyennes journalières totales des villages d'Ath-Kouffi aux horizons 2025 et 2040.....	25
Tableau II.11: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale d'Ath-Mendes et d'Ath-Kouffi aux horizons 2025 et 2040.....	26
Tableau II.12: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$ ; $Q_{moy j}$ ; $Q_{max j}$ des villages d'Ath-Mendes.....	27
Tableau II.13: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$ ; $Q_{moy j}$ ; $Q_{max j}$ des villages d'Ath-Kouffi.....	27
Tableau II.14: Variation du coefficient $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitant.....	28
Tableau II.15: Variation du coefficient $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitant.....	29
Tableau II.16: Variation du débit horaire pour le secteur d'Ath-Mendes.....	30
Tableau II.17: Variation du débit horaire pour le secteur d'Ath-Kouffi.....	31
Tableau II.18: Tableau des déficits à combler à l'an 2040.....	32

### CHAPITRE III : ETUDE DES RESERVOIRS

Tableau III.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de pompage N°1.....	40
Tableau III.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de reprise N°2.....	41
Tableau III.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de tête de Mahbane haut.....	43
Tableau III.4: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Mahbane.....	44
Tableau III.5: Evaluation du volume résiduel du réservoir de d'Iavjlilene.....	45
Tableau III.6: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Thala N'Brahem.....	46
Tableau III.7: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Taguemount Bas.....	47
Tableau III.8: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Taguemount haut.....	48
Tableau III.9: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ighzer N'Chbel.....	49
Tableau III.10: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ihadriene.....	50
Tableau III.11: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ighil N'Bil.....	51
Tableau III.12: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Imrabten.....	52
Tableau III.13: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Iaskren.....	53
Tableau III.14: Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux à projeté.....	54
Tableau III.15: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.....	55
Tableau III.15: Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise.....	56

## **CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDUCTION**

Tableau IV.1: Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.....	59
Tableau IV.2 : Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types de tuyau.....	64
Tableau IV.3. : Frais d'investissement du tronçon point de piquage - bache de la SP1.....	68
Tableau IV.4: calcul de la HMT du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	69
Tableau IV.5:calcul de frais d'exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	69
Tableau IV.6:Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	70
Tableau IV.7: bilan du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	70
Tableau IV.8: calcul de la HMT du tronçon SP2 – Réservoir de tête Mahbane haut.....	71
Tableau IV.9 : calcul de frais d'exploitation du tronçon SP2–Réservoir de tête Mahbane haut.....	71
Tableau IV.10:Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2 – Réservoir de tête Mahbane haut.....	72
Tableau IV.11: bilan du tronçon SP2 – Réservoir de tête Mahbane haut.....	72
Tableau IV.12: calcul de la HMT du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	73
Tableau IV.13:calcul de frais d'exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	73
Tableau IV.14 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	74
Tableau IV.15 : bilan du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	74
Tableau IV.16: calcul de la HMT du tronçon SP2 - bache de la SP3.....	75
Tableau IV.17:calcul de frais d'exploitation du tronçon SP2 - bache de la SP3.....	75
Tableau IV.18 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2 - bache de la SP3.....	75
Tableau IV.19: bilan du tronçon SP2 - bache de la SP3.....	76
Tableau IV.20: calcul de la HMT du tronçon SP3 - Réservoir de tête de Mahbane haut.....	77
Tableau IV.21 : calcul de frais d'exploitation du tronçon SP3 - Réservoir de tête de Mahbane haut.....	77
Tableau IV.22:Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3 - Réservoir de tête de Mahbane haut.....	77
Tableau IV.23 : bilan du tronçon SP3 - Réservoir de tête de Mahbane haut.....	77
Tableau IV.24 : Bilan total des frais d'amortissement et d'exploitation des deux variantes.....	78
Tableau IV.25: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.....	79
Tableau IV.26: Les altitudes des différents points de l'adduction.....	79
Tableau IV.27: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.....	81

Tableau IV.28: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction.....	81
Tableau IV.29: L'emplacement de réducteurs de pression aval et la pression réduit.....	82
Tableau IV.30: Frais d'investissement de l'adduction secondaire.....	82

## **CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE**

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station (SP1).....	86
Tableau V.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP2).....	87
Tableau V.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- bête de la SP2).....	91
Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- réservoir de tête de Mahbane haut).....	92
Tableau V.5 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	97

## **CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES**

Tableau VI.1 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	107
Tableau VI.2 : Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	107
Tableau VI.3 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	107
Tableau VI.4: Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....	108

## **LISTE DES FIGURES**

### **CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

Figure I.1 : Plan de situation de la commune de Boghni.....	3
Figure I.2 : Limites administratives de la commune de Boghni.....	4
Figure I.3 : Répartition des habitants par village.....	9
Figure I.4 : Schéma synoptique de l'actuelle chaine d'AEP de la zone d'étude.....	13

### **CHAPITRE II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU**

Figure II.1 : Prévision des populations à desservir aux horizons 2025 et 2040 des villages d'Ath-Mendes.....	18
Figure II.2 : Prévision des populations à desservir aux horizons 2025 et 2040 des villages d'Ath-Kouffi.....	18
Figure II.3 : Prévision des populations à desservir aux horizons 2025 et 2040 des secteurs d'Ath-Kouffi et d'Ath-Mendes.....	19

### **CHAPITRE III : ETUDE DES RESERVOIRS**

Figure III.1 : Schéma d'un réservoir.....	37
Figure III.2: Régime de travail de la station de reprise N°1.....	39
Figure III.3: Régime de travail de la station de pompage N°2.....	42
Figure III.4: Régime de travail du réservoir de tête de Mahbane haut.....	42

### **CHAPITRE IV : ETUDE D'ADDITION**

Figure IV.1 : Accessoires de raccordement bout.....	60
Figure IV.2 : Accessoires de raccordement d'électro soudage.....	60
Figure IV.3. : Schéma vertical de la variante N° 1 (Deux stations de pompage).....	62
Figure IV.4. : Schéma vertical de la variante N° 2 (trois stations de reprise).....	63
Figure IV.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	70
Figure IV.6 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2 – Réservoir de tête Mahbane haut.....	72
Figure IV.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2.....	74
Figure IV.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2 - bache de la SP3.....	76
Figure IV.9 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP3 - Réservoir de tête de Mahbane haut.....	78
Figure IV.10 : Schéma synoptique de la nouvelle chaine d'AEP de la zone d'étude.....	80

## CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

Figure V.1 : Couplage de deux pompes en parallèle.....	85
Figure V.2 : Couplage de deux pompes en série.....	86
Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type CAPRARI PM100/5D.....	88
Figure V.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type CAPRARI PM100/5D.....	89
Figure V.5 : Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1.....	92
Figure V.6: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2.....	93
Figure V.7 : Roues soumise à la cavitation.....	97

## CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES

Figure VI.1: Le réservoir d'air (anti-bélier).....	104
Figure VI.2 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.....	108
Figure VI.3: Schéma d'installation du réservoir d'air.....	109
Figure VI.4 : Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène.....	112

## CHAPITRE VII : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES

Figure VII : Schéma d'une tranchée.....	113
Figure VII.2 : Remblayage des tranchées.....	115
Figure VII.3 : Pose de canalisation en galerie.....	116
Figure VII.4 : Pose de canalisation en pente.....	116
Figure VII.5 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	117
Figure VII.6 : Traversée d'une rivière.....	117
Figure VII.7 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.....	118
Figure VII.8 : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.....	118
Figure VII.9 : Passage des ponts.....	119
Figure VII .10 : Pose à proximité d'un cours d'eau usée.....	119
Figure VII.11 : Les butées.....	120
Figure VII.12 : Robinet vanne à opercule.....	121
Figure VII.13 : Robinets vanne papillon.....	121
Figure VII.14 : Clapet anti-retour.....	122
Figure VII.15 : Ventouses automatiques.....	123

## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche N°1 :** Vue en plan de l'adduction principale (point de piquage – réservoir de tête de Mahbane haut)

**Planche N°2 :** profil en long de l'adduction principale (point de piquage – réservoir de tête de Mahbane haut)

## INTRODUCTION GENERALE

Lorsqu'on parle de l'eau on pense à la vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau ; Ce qui est apparent que l'eau est inépuisable d'un point de vue que l'eau représente la 3/4 de notre planète, tandis qu'en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et à une forte tendance à ce réduire en considérant la croissance démographique et la Pollution.

Ce problème qui interpelle plusieurs chercheurs dans le monde est posé avec intensité en ALGERIE.

L'Algérie est conduite à étudier et à développer divers procédés permettant d'obtenir de l'eau potable à partir des eaux de la mer, des chotts et la réalisation de gros projets hydro-techniques : barrages, retenues (dans des conditions admissibles techniquement et économiquement).

Parmi ces grands projets, la réalisation du barrage Koudiet Acerdoune qui permet l'approvisionnement en eau potable du centre du pays. Sur les 178 millions de m<sup>3</sup>/an régularisé par le barrage, un volume de 25,63 millions de m<sup>3</sup>/an est destiné aux localités Sud de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Situés au sud-ouest de la wilaya de Tizi-Ouzou, la commune de Boghni, en dépit qu'elle soit adossée au château d'eau naturel qui est le Djurdjura, n'est alimentée que par le captage de sources locales, dont le débit ne représente que 31% des besoins de la population actuelle (16 116 hab.). Par conséquent, l'alimentation en eau potable est totalement déficiente, surtout pendant la saison estivale, ce qui pousse la population à acheter de l'eau.

Pour remédier à cette situation, nous proposons une alimentation à partir d'une nouvelle chaîne d'AEP qu'elle sera alimentée à partir d'un piquage sur la conduite principale qui achemine l'eau du barrage Koudiet Acerdoune vers le flanc Sud de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Afin de mener à bien notre étude, nous l'avons subdivisé en sept chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

## Introduction :

L'objectif de ce chapitre, c'est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique qui nous permet de mener à bien notre travail.

### I.1. Situation géographique :

La commune de Boghni se situe au sud-ouest de la wilaya de Tizi-Ouzou, s'étend sur une superficie de 51,50Km<sup>2</sup> dont la majorité est à vocation agricole .Elle est délimitée :

- au nord, par la commune de Maatkas ;
- au nord-est, par la commune de Mechtras ;
- à l'est, par la commune d'Assi Youcef ;
- au sud, par la wilaya de Bouira ;
- au sud-ouest et à l'ouest, par la commune de Bounouh ;
- au nord-ouest, par la commune d'Aïn Zaouia.

### I.2. Situation socio-économique :

L'agglomération de Boghni est le pôle principal de l'ensemble de la zone intercommunale, aussi bien du point de vu administratif (chef lieu de la Daïra) que du point de vue économique, car son potentiel actuel peut lui permettre une reprise et une participation réelle à l'essor économique de la zone, pour la satisfaction des besoins liés à son rôle en tant que deuxième pôle après Draa-El-Mizan à développer dans la frange sud de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Pour l'évolution démographique et l'estimation des besoins qui en découlent, nous avons procédé au regroupement suivant :

Secteur I: chef lieu de Boghni ;

Secteur II: Ath-Mendes composé de 9 villages ;

Secteur III: Ath- Kouffi composé de 12 villages.

Et notre projet consistera à faire une étude de raccordement pour l'alimentation en eau potable *d'Ath-Mendes et Ath-Kouffi*.

### I.3. Situation topographique :

Le relief de notre région est relativement montagneux, elle est constituée de trois ensembles :

- Un ensemble montagneux nord à basse altitude (400m à 600m) à couvert végétal assez important, le protégeant contre l'érosion.
- Les basses collines du centre, constituées de bondes alluviales des principaux Oueds et dont les parties les plus plates constituent les terres agricoles ; du fait de leur forte valeur pédologique.
- Au sud, un paysage fortement chahuté (abrupte) constitué de hautes montagnes (>800m, montagne de Djurdjura) très fortement pentues, et qui provoque une érosion hydrique et mécanique sur le versant sud pratiquement nu, contrairement au versant nord où règne la forêt.



Figure I.1 : Plan de situation de la commune de Boghni.

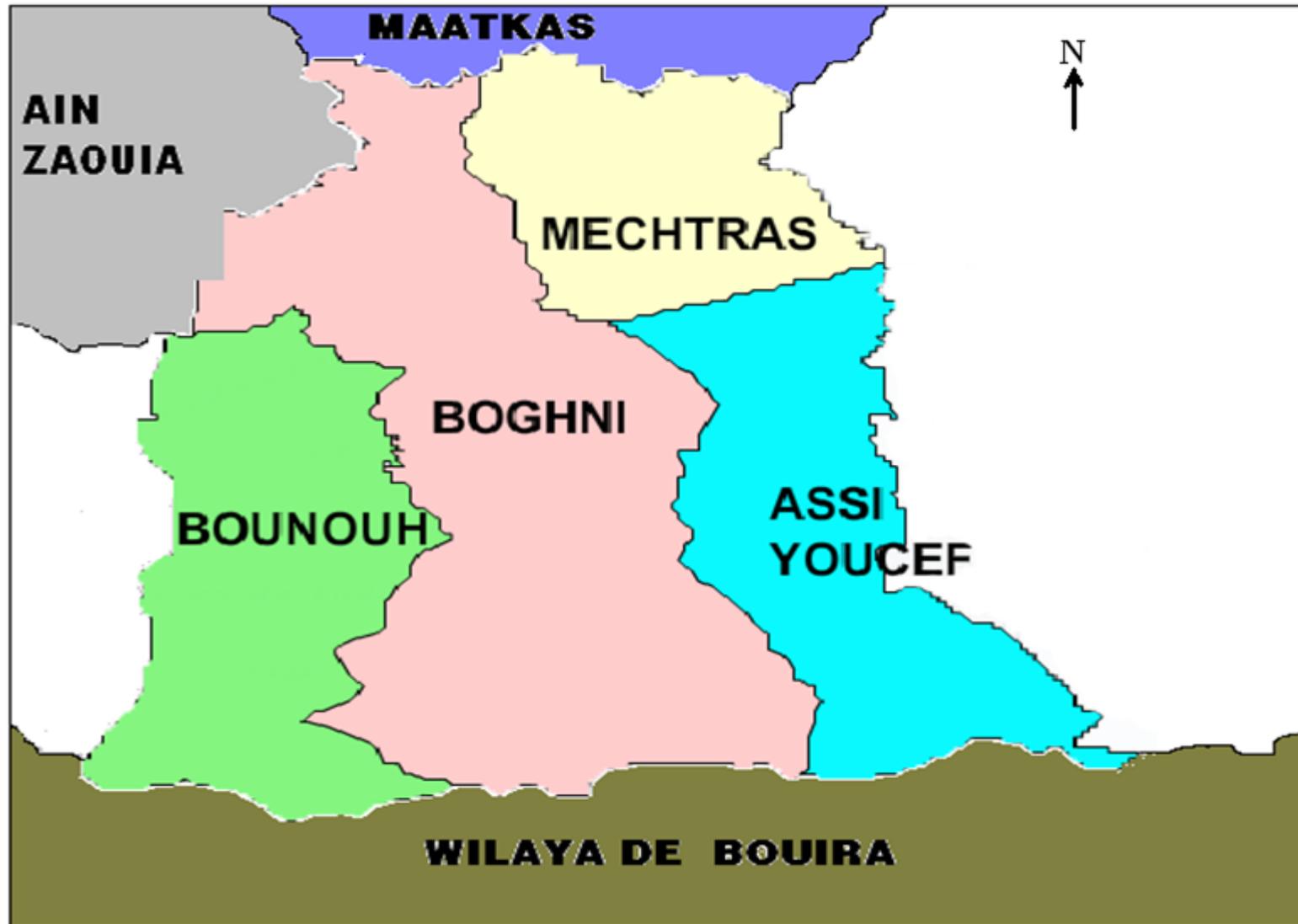


Figure I.2 : Limites administratives de la commune de Boghni.

#### I.4. Situation géologique et géotechnique :

L'étude géotechnique, à savoir la pente, structure géologique et possibilité de présence de nappe phréatique a permis de dégager différents types de terrain.

- Les grés de Draa-El-Mizan au sud, constituant une importance assise stable, imperméable, pouvant renfermer des nappes irrégulières qui se déversent par des sources abondantes (ex : source de Tinzert). Ces terrains sont malheureusement très pentus.
- Les alluvions anciennes et récentes sur lesquelles l'érosion est active. Les sols sont à protéger contre la remontée de la nappe phréatique et contre toute forme de pollution.
- Les argiles à propriétés variables à cause de fluage et /ou thixotropie (sur ces terrains des essais de laboratoire sont nécessaires avant la réalisation de tout projet important).
- Le reste des terrains présentent un taux de travail assez important ( $>1,5\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

#### I.5. Situation climatologique :

##### I.5.1. Climat :

La zone d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen avec des étés chauds et secs (de Mai à Septembre) et des hivers humides et frais (de Septembre à Mai).

##### I.5.2. Température :

Les températures moyennes mensuelles de la région de Boghni (1999-2009) sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Températures moyennes annuelles (Source : O.N.M. de Boukhalfa.)

Mois Année	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept.	Octo.	Nov.	Déc.	Moy.
1999	10	8,9	13,3	15,8	21,4	25,2	27,8	29,4	25,4	22,4	13,4	10,5	<b>18,6</b>
2000	8,2	11,7	14,3	16,6	21,6	25,1	28,9	29,4	24,9	18,5	14,6	12,1	<b>18,8</b>
2001	10,8	10,3	16,8	15,9	19,1	26,6	28,3	29,1	24,7	23	14	9,2	<b>19</b>
2002	9,7	11,4	13,7	15,4	20,1	25,6	26,8	26,3	29,9	20,2	15,2	12,9	<b>18,9</b>
2003	10,1	9,3	13,8	15,7	18,7	27,1	28,8	29,4	23,9	20,4	15,7	10,6	<b>18,6</b>
2004	10,6	12,2	13,6	14,7	16,5	23,8	26,6	27	22,5	25,2	13,3	11,5	<b>18,1</b>
2005	7,4	7,7	12,8	15,5	20,6	25,2	28,3	26,9	23,2	20,5	13	10,6	<b>17,6</b>
2006	9,2	10	14,2	18,3	21,9	24,8	28,8	26,7	23,9	22,3	17,3	12,1	<b>19,1</b>
2007	11,4	13	12,3	15,7	19,5	23,3	27,5	28,1	23,7	19,4	13,6	10,6	<b>18,2</b>
2008	11	12,6	13	16,3	18,8	23,5	27,9	27,8	24,4	19,8	13,5	13,1	<b>18,5</b>
2009	10,8	10,4	12,7	14	21	25,2	29,6	28	22,7	19,2	15,3	15,8	<b>18,7</b>
Moy.	<b>9,9</b>	<b>10,7</b>	<b>13,7</b>	<b>15,8</b>	<b>19,9</b>	<b>25</b>	<b>28,1</b>	<b>28</b>	<b>24,5</b>	<b>21</b>	<b>14,4</b>	<b>11,7</b>	<b>18,6</b>

La région de Boghni est caractérisée par des températures variables :

- ✓ Les mois les plus froids sont : décembre, janvier et février avec une température moyenne minimale qui varie entre 7,4 et 9,2°C ;
- ✓ Les mois les plus chauds sont : juillet et aout avec une température moyenne maximale qui varie entre 29,4 et 29,6°C.

**I.5.3. Pluviométrie :**

Les données de l'A.N.R.H de Tizi-Ouzou recueillies au sein des 4 stations qui se trouvent dans le bassin versant de la région de Boghni, sont illustrées sur le tableau suivant :

Tableau I.2 : Coordonnés des 4 stations (Source : A.N.R.H. de Tizi-Ouzou).

Nom station	Code station	X	Y	Z
Ait-Djemaa	21717	621,45	356,85	840
Boghni	21903	612,55	361,15	250
Draa-El-Mizan	21902	600,95	359,2	530
Tizi-Medene	21901	611,65	358,35	500

La moyenne des précipitations est dressée sur le tableau I .3.

Tableau I .3 : Pluviométrie moyennes annuelles en (mm) :

Mois Année	sept.	oct.	nov.	déc.	jan.	fév.	mar.	avril	mai	juin	juil.	aout.	Annuel
1997	112,07	86,8	157,6	114,1	43,4	104,2	49,0	109,8	217,3	3,1	0,0	4,2	<b>1001,6</b>
1998	45,00	91,9	120,8	74,1	98,8	82,8	77,3	20,9	48,7	6,1	0,5	3,2	<b>669,9</b>
1999	55,57	19,7	79,9	212,5	17,1	6,8	10,7	39,6	63,1	0,9	0,0	9,0	<b>514,9</b>
2000	4,05	84,0	55,5	64,6	277,2	74,0	2,7	63,1	43,7	1,3	0,0	6,2	<b>676,3</b>
2001	38,98	5,6	39,6	39,7	79,6	30,2	42,9	46,8	41,9	3,7	15,9	25,6	<b>410,5</b>
2002	19,60	34,7	225,0	235,8	262,6	121,7	34,9	178,0	37,6	3,1	3,1	14,1	<b>1170,1</b>
2003	35,15	79,8	73,3	146,0	99,3	35,6	58,5	105,2	155,4	5,8	0,7	13,0	<b>807,9</b>
2004	28,47	49,6	105,4	203,0	167,2	119,3	31,3	44,2	1,7	7,6	2,0	1,4	<b>761,0</b>
2005	24,75	49,9	80,5	108,0	117,3	140,9	47,5	19,5	99,1	4,6	1,5	5,3	<b>698,9</b>
2006	55,30	10,6	12,8	139,4	9,3	54,2	256,9	219,4	40,3	3,0	6,3	12,9	<b>820,3</b>
2007	45,72	171,3	133,9	84,6	12,4	24,8	98,4	39,8	100,0	14,6	1,1	0,3	<b>726,9</b>
Moy.	<b>42,24</b>	<b>62,2</b>	<b>98,6</b>	<b>129,2</b>	<b>107,7</b>	<b>72,2</b>	<b>64,6</b>	<b>80,6</b>	<b>77,2</b>	<b>4,9</b>	<b>2,8</b>	<b>8,7</b>	<b>750,7</b>

Les quantités de pluies que reçoit annuellement la commune de Boghni sont de l'ordre de 410,50 mm à 1170,1 mm, avec une moyenne inter-annuelle égale à 750,7mm /an.

En moyenne, les précipitations les plus élevées sont enregistrées aux mois de décembre et janvier (129,2 - 107,7 mm) qui marquent la saison hivernale. Par contre, les précipitations les plus basses correspondent aux mois de juin, juillet et août (4,9 - 2,8 -8,7mm) qui marquent la saison estivale.(voir Annexe I.1)

### I.6. Situation agricole :

Tableau I.4 : Répartition générale des terres (Source : Subdivision d'agriculture de Boghni)

			Désignation	Superficie (ha)	Superficie(%)	
Surface totale de la commune (5150ha)	S.T.F. 1303ha (25,30%)		Forêts	1203	23,36	
			Maquis	100	1,94	
	S.A.T. 4110ha (79,81%)	7,52%		Pacages et parcours	86	1,66
				Terres improductives affectées à l'agriculture	301.50	5,85
		S.A.U. 2419,5ha (46,98%)		Terres nues	519,38	10,10
			Plantations	1900.12	37,90	
	Terres improductives (20,19%)		Habitations et autres	1040	20,19	

Le tableau ci-dessus confirme la vocation agricole de notre région du fait que la surface agricole utile représente **46,98%** de la surface totale de la commune.

### I.7. situation démographique :

D'après les données du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) effectué en 2008. La population de notre région d'étude est de 15186 habitants. , répartie comme suit :

Tableau I.5: Population par village à l'année de recensement 2008 :

Secteurs	Horizons projetés	Populations
	Villages	
Ath- Mendes	Alma Besri	2021
	Ighil N'Bil	1936
	Mahbane	1538
	Iouahianene	1112
	Iaskrene	1153
	Ait-Ali	765
	Thiniri	666
	Tala N'Brahem	518
	Ath-Moh-Ouslimane	588
<b>Total D'Ath-Mendes</b>		<b>10297</b>
Ath- Kouffi	Ighzer N'Chbel	1225
	Ihadriene	636
	Taguemount	618
	Tala Goucef	493
	Ath-Hamouda	478
	Ighvirene	422
	Lâarba	254
	Ifouzathene	292
	Amrous	202
	Iavjlilene	299
	Maâla	110
	Ath -H'MIDA	162
<b>Total D'Ath-Kouffi</b>		<b>4889</b>
<b>TOTAL</b>		<b>15186</b>

❖ D'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Tizi-Ouzou, le coefficient d'accroissement est évalué à 2 %.

La répartition des habitants par village est représentée sur la figure I.3

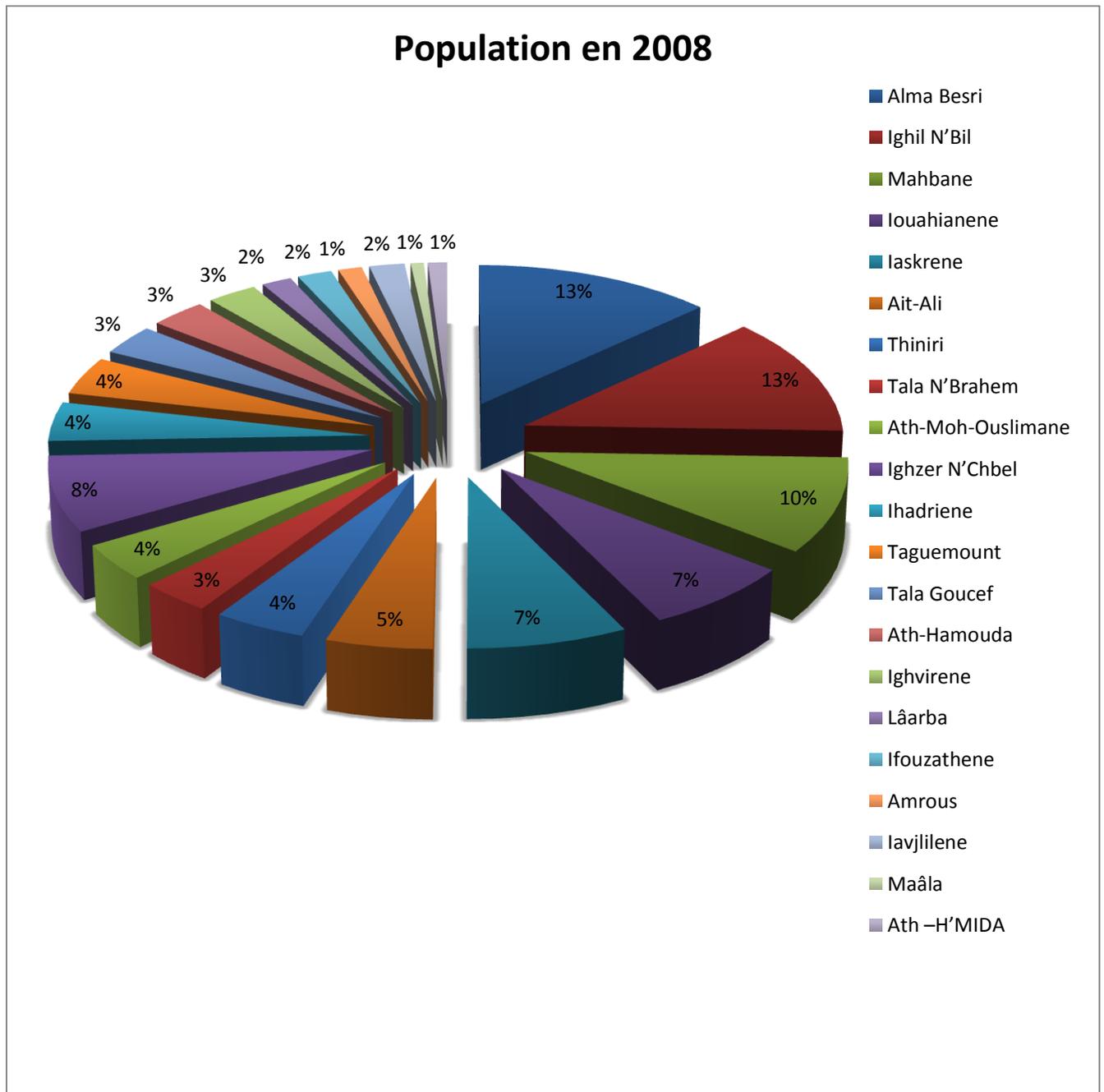


Figure I.3 : Répartition des habitants par village

**Remarque :**

Après le RGPH de 2008 les villages sont regroupés comme suivant :

- les villages d'Alma Besri, Iouahiannane, Iaskrene, Ighil N' Bil, Thiniri et Ath-Moh-Ouslimane deviennent Beni Mendes.
- les deux villages Ighzer N'Chbel et Ihadriene deviennent Ighzer N'Chbel.
- les villages de Taguemount, Tala Goucef, Ath-Hamouda, Ighvirene, Ifouzathene et Ath – H'MIDA deviennent Beni Kouffi.

## I.8. Situation hydraulique actuelle :

### I.8.1. Potentialités hydrauliques :

Une multitude de sources existent à travers le centre et le sud du territoire principalement le flanc nord de Djurdjura, ainsi qu'un réseau hydrographique très dense où les pluies hivernales et la fonte des neiges ravinent et érodent excessivement les sols car aucune action de retenue ou de protection n'est entreprise alors que leur captage pourrait être bénéfique pour la petite hydraulique et la mise en valeur de petits périmètres irrigués.

### I.8.2. Situation hydraulique actuelle :

En matière d'alimentation en eau potable, la région d'étude est alimentée par le captage des sources locales à débit faible. Selon la subdivision de l'hydraulique de Boghni :

Le plateau d'Ath- Mendes est couvert par les sources suivantes :

- ✓ *Anser Mendes* avec un débit qui varie entre « 3 et 8 l/s » ;
- ✓ *Tala Goucef* avec un débit qui varie entre « 2 et 4,3 l/s ».

Et Ath-Kouffi est couvert par un regroupement de sources suivantes :

- ✓ *Anser tadukli* avec un débit qui varie entre « 0,5 et 2 l/s » ;
- ✓ *Tagumount* avec un débit qui varie entre « 2,1 et 3 l/s » ;
- ✓ *Thividesth* avec un débit qui varie entre « 1 et 2,2 l/s ».

A la lecture des faibles débits de ces sources, on peut dire que c'est des sources de déversement, qui se rencontrent dans les terrains fissurées en surface, calcaire et surtout granite. Le réseau de fissure vient rencontrer la surface du sol, avec une pente qui permet de conduire l'eau, qui apparaît ainsi aux débouchés des fissures principales.

Généralement le débit de ces sources est faible, et peuvent facilement être tariés. Ainsi leur captages n'est envisagé qu'en l'absence d'autres possibilités. Tel est le cas de cette région

### I.8.2.1. Description de la chaîne d'adduction actuelle :

#### a)- Au niveau d'Ath-Kouffi :

La chaîne d'Ath-Kouffi est alimentée à partir des sources de : *Anser tadukli* (S3), *Taguemount* (S4) et *Thividesth* (S5) qui alimentent les réservoirs suivants : R6, R8 et R10.

Cette chaîne se compose des tançons suivant :

- S3 —————> le réservoir (R6) de 300m<sup>3</sup> situé à Iavjlilene à une côte du radier de 927 m NGA qui alimente Maâla, Iavjlilene, (R8) (c'est le tronçon R6 —————> R8) et R9 (tronçon R6 —————> R9).
- S4 —————> le réservoir (R8) de 200 m<sup>3</sup> situé à Taguemount bas à une côte du radier de 750 m NGA.
- S5 —————> le réservoir (R10) de 100m<sup>3</sup> situé à Ighzer N'Chbel à une côte du radier de 800 m NGA qui alimente Ighzer N'Chbel.

Le réservoir (R7) de 150m<sup>3</sup> situé à Ihadriene à une côte du radier de 713m NGA est alimenté à partir de picage de la conduite reliant (S4) et (R8).

Tableau I.6: Caractéristiques des conduites du réseau d'adduction d'Ath-Kouffi (source : subdivision de l'hydraulique de Boghni).

N° du tronçon	Tronçon	Diamètre de la conduite en mm	Langueur de la conduite en ml
6	Anser Tadukli → R6	80/90	2970
7	R6 → R8	50/60	1120
8	R6 → R9	50/60	1980
9	Source Taguemount → R8	125	2770
10	Source Thividesth → R10	100	210

Tableau I.7: Caractéristiques des réservoirs existants à Ath Kouffi (source : subdivision de l'hydraulique de Boghni).

N°	Situation du réservoir.	Côte du radier réservoir (m N.G.A.)	Capacité du réservoir (m <sup>3</sup> )	Villages à desservir.
R6	Iavjlilene.	927	300	<ul style="list-style-type: none"> <li>• R8.</li> <li>• R9.</li> <li>• Iavjlilene.</li> <li>• Maâla.</li> </ul>
R7	Ihadriene.	713	150	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ihadriene.</li> <li>• Ighvirene.</li> </ul>
R8	Taguemount bas.	750	200	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tala Goucef.</li> <li>• Ath H'Mida.</li> <li>• Ath Hmouda.</li> </ul>
R9	Taguemount haut.	866	200	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Taguemount.</li> <li>• Lâarba.</li> <li>• Amrous.</li> <li>• Ifouzathene.</li> </ul>
R10	Ighzer N'Chbel.	800	100	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ighzer N'Chbel.</li> </ul>

**b)- Au niveau d'Ath-Mendes :**

La chaîne d'Ath-Mendes est alimentée à partir des sources de : *Anser Mendes (S1)* et *Tala Goucef (S2)* qui alimentent respectivement les réservoirs situant à Mahbane (R1) et à Tala N'Brahem (R2).

Cette chaîne se compose des tronçons suivant :

- S1  $\longrightarrow$  le réservoir (R1) de 200 m<sup>3</sup> situé à Mahbane à une côte du radier de 924m NGA qui alimente Mahbane et le réservoir (R2), (c'est le tronçon R1  $\longrightarrow$  R2).
- S2  $\longrightarrow$  le réservoir (R2) de 200m<sup>3</sup> situé à Thala N'Brahem à une côte du radier de 848 m NGA et alimente Thala N'Brahem et les réservoirs suivants :
- R2  $\longrightarrow$  le réservoir(R3) de 300 m<sup>3</sup> situé à Imrabten à une côte du radier de 784m NGA et alimente les trois villages Alma Besri, Ait Ali ET Thiniri.
- R2  $\longrightarrow$  le réservoir (R5) de 100m<sup>3</sup> situé à Ighil N'Bil à une côte du radier de 661m NGA et alimente Ighil N'Bil.

Pour le réservoir(R4) de 300m<sup>3</sup> situé à Iaskrene, à une côte du radier de 653 m NGA (qui alimente gravitairement les villages : Ath Moh Ouslimane, Iouhianene et Iaskrene) il est alimenté à partir du picage de la conduite reliant (R2) et (R3).

Les caractéristiques de ce réseau sont présentées dans les tableaux suivants :

Tableau I.8: Caractéristiques des conduites du réseau d'adduction d'Ath-Mendes (source : subdivision de l'hydraulique de Boghni).

N° du tronçon.	Tançons.	Diamètre de la conduite en mm.	Langueur de la conduite en ml.
1	Anser Mendes $\longrightarrow$ R1	100	850
2	R1 $\longrightarrow$ R2	100	1815
3	Tala Goucef $\longrightarrow$ R2	100	2170
4	R2 $\longrightarrow$ R3	100	1415
5	R2 $\longrightarrow$ R5	100	1200

Tableau I.9: Caractéristiques des réservoirs existants à Ath-Mendes (Source : subdivision de l'hydraulique de Boghni).

N°	Situation du réservoir.	Côte du radier du réservoir (m N.G.A.).	Capacité du réservoir(m <sup>3</sup> ).	Villages à desservir.
R1	Mahbane	924	200	• Mahbane
R2	Tala N'Brahem	848	200	• Tala N'Brahem
R3	Imrabten	784	300	• Alma Besri • Ait Ali • Thiniri
R4	Iaskrene	653	300	• Ath- Moh- Ouslimane • Iouahianene • Iaskrene
R5	Ighil N'Bil	661	100	• Ighil N'Bil



**I.8.3. Assainissement :**

Le réseau d'assainissement de la commune de Boghni est réparti comme le montre le tableau ci-dessous.

Tableau I.10 : Répartition du réseau d'assainissement (Source : A.P.C. de Boghni).

Lieu	Type du réseau	Longueur en Km
Chef lieu	Unitaire	35 Km environ
Ath-Mendes	Séparatif	20 Km environ
Ath-Kouffi	séparatif	20 Km environ

Le taux de raccordement reste encore très faible pour toute la commune. Seul une station d'épuration de 17000 éq /hab. environ a été réalisée en 1974 mais elle n'a jamais fonctionnée.

L'oued de Boghni, principal affluent de la commune est pollué, et doit être réservée de cette pollution ; il ya lieu de prévoir à l'amont de la commune une série de procédés de traitement des eaux usées à la sortie de chaque village, si non l'actuel S.T.E.P. n'aura pas sa raison d'être et l'oued ainsi que ses affluents seront fortement touchés par la pollution.

**I.9. Ressources en eau :**

La zone à desservir à besoin d'une quantité importante en eau, à cet effet l'ANBT (Agence Nationale des Barrages et Transfert) a lancé un projet pour l'alimenter ainsi à alimenter les trois chefs-lieux de daïra suivantes: Draa-el-Mizan, Tizi-Ghenif et Ouadhias. Et six communes à savoir: Frikat, Ain-Zaouia, Bounouh, Assi youcef, Mechtras et Tizi N'Tlatha qui sont tous de la wilaya de Tizi-Ouzou, et cela à l'aide du barrage Koudiat Acerdoune, qui se situe sur oued Isser à une trentaine de kilomètres à vol d'oiseau vers le sud-ouest de la ville de Draa-el-Mizane, et qui régularise un volume annuel de 178 millions de mètres cubes par un apport de 220 millions de mètres cubes. Il sera la source qui pourra combler les déficits des localités concernées.

**I.9.1. Présentation du barrage de Koudiat Acerdoune : [8]**

Le barrage est implanté sur l'oued Isser dans la commune de Maala, daïra de Lakhdaria et wilaya de Bouira sous les coordonnées LAMBERT suivantes :

$$X=580.10 \quad Y=354.70 \quad Z=217.00$$

Les caractéristiques principales du barrage sont données dans le tableau I. 11 :

Tableau I.11 : caractéristiques principales de barrage

Caractéristiques	Unité	Valeur
surface du bassin versant	KM <sup>2</sup>	2790
capacité de la retenue	Hm <sup>3</sup>	640
volume annuel régularisé	Hm <sup>3</sup>	178
apport annuel moyen	Hm <sup>3</sup>	220
hauteur au-dessus des fondations	m	121
longueur de crête	m	475
largeur de crête	m	08

**Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

## Introduction :

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc.).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...etc.). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

### II.1. Evolution démographique :

Les Villages bénéficiaires sont au nombre de vingt un, Le nombre d'habitants varie d'un village à l'autre selon l'importance de chacun d'eux.

Le nombre d'habitants à l'année de recensement est estimé à 15186 habitants, réparti comme suit :

☞ Ath- Mendes : 10297 habitants.

☞ Ath-Kouffi : 4889 habitants.

D'après la DHW de la wilaya de Tizi-Ouzou, le taux d'accroissement est de **2%**.

La population par villages et hameaux à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2008 par la relation :

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

$P_n$  : La population à l'horizon de calcul ;

$P_0$  : La population à l'année de recensement 2008 ;

$T$  : Le taux d'accroissement démographique, pris égal à 2%

$n$  : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau II.1.

Tableau II.1: Estimation de la population à moyen et long terme :

Secteurs	Horizons projetés Villages	Populations			
		RGPH 2008	2011	2025	2040
Ath- Mendes	Alma Besri	2021	2145	2830	3809
	Ighil N'Bil	1936	2054	2711	3648
	Mahbane	1538	1632	2154	2898
	Iouahianene	1112	1180	1557	2096
	Iaskrene	1153	1224	1614	2173
	Ait-Ali	765	812	1071	1442
	Thiniri	666	707	933	1255
	Tala N'Brahem	518	550	725	976
	Ath-Moh-Ouslimane	588	624	823	1108
<b>Total D'Ath-Mendes</b>		<b>10297</b>	<b>10927</b>	<b>14418</b>	<b>19405</b>
Ath- Kouffi	Ighzer N'Chbel	1225	1300	1715	2309
	Ihadriene	636	675	891	1199
	Taguemount	618	656	865	1165
	Tala Goucef	493	523	690	929
	Ath-Hamouda	478	507	669	901
	Ighvirene	422	448	591	795
	Lâarba	254	270	356	479
	Ifouzathene	292	310	409	550
	Amrous	202	214	283	381
	Iavjlilene	299	317	419	563
	Maâla	110	117	154	207
	Ath -H'MIDA	162	172	227	305
<b>Total D'Ath-Kouffi</b>		<b>4889</b>	<b>5188</b>	<b>6846</b>	<b>9214</b>
<b>TOTAL</b>		<b>15186</b>	<b>16116</b>	<b>21264</b>	<b>28619</b>

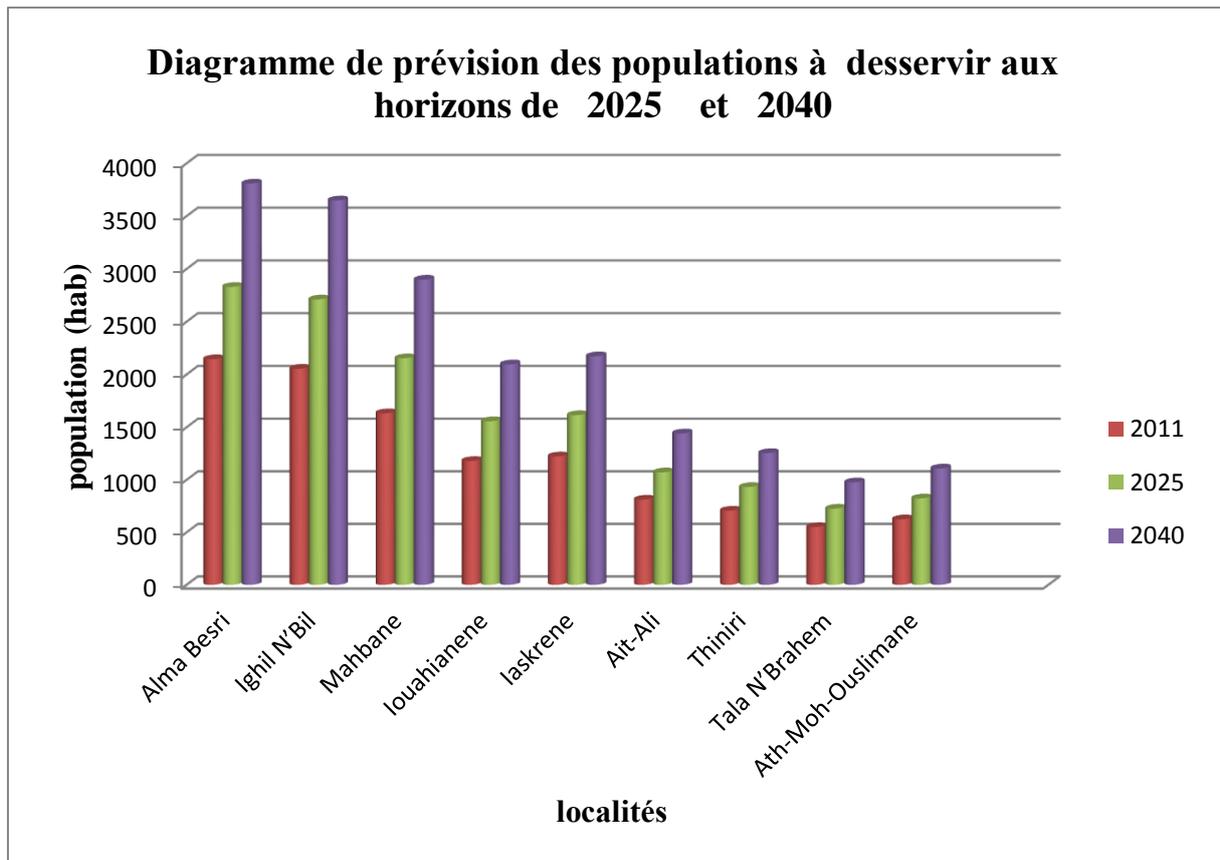


Figure II.1 : Prévision des populations à desservir aux horizons 2025 et 2040 des villages d'Ath-Mendes.

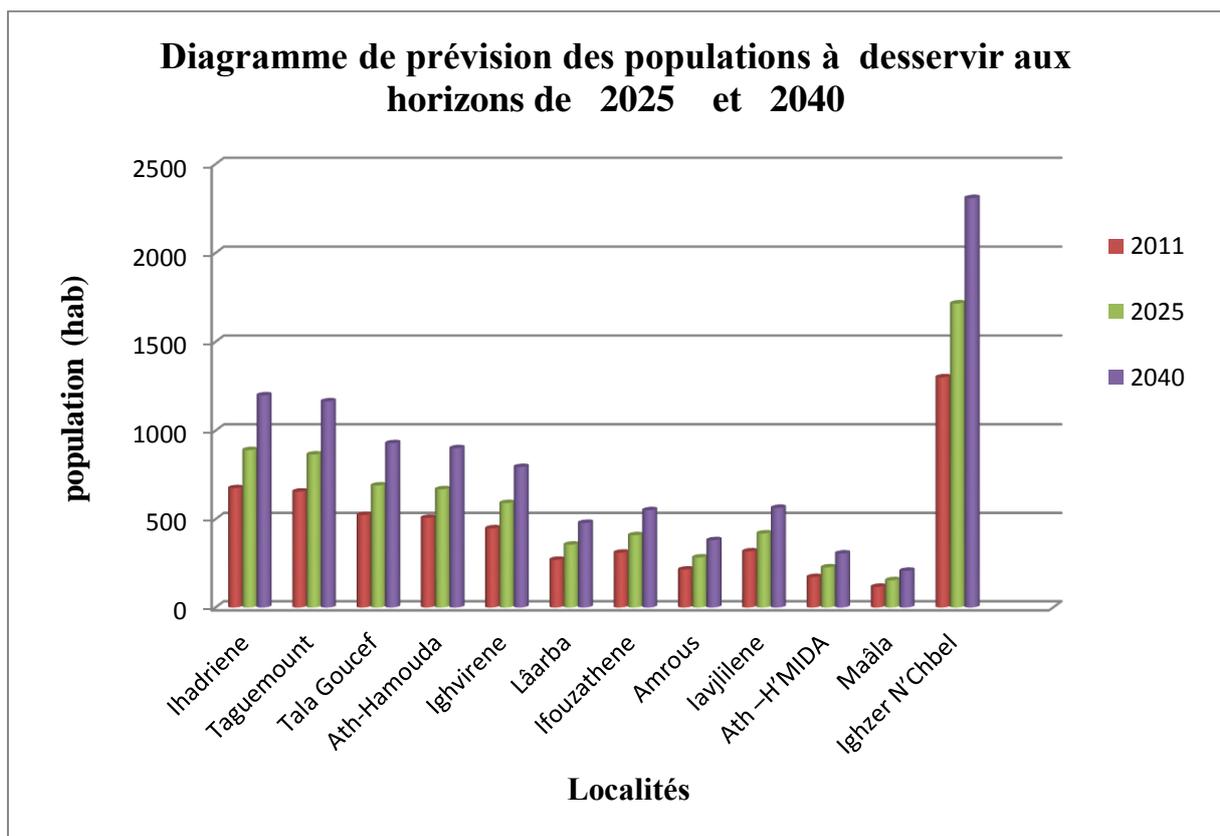


Figure II.2 : Prévision des populations à desservir aux horizons 2025 et 2040 des villages d'Ath-Kouffi.

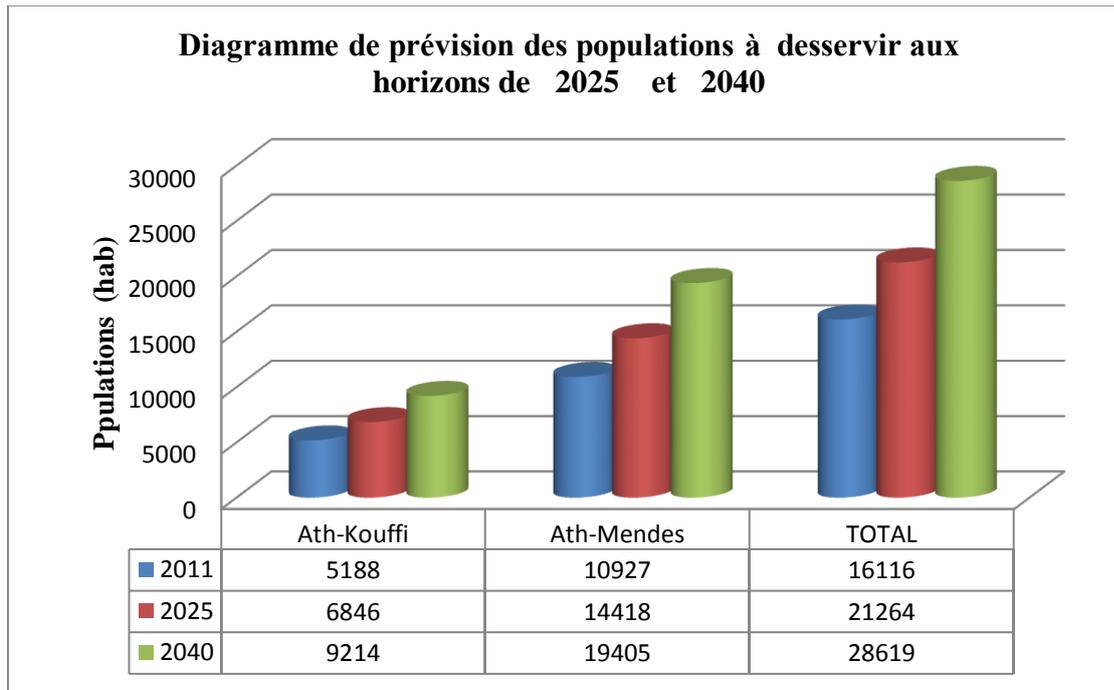


Figure II.3 : Prévision des populations à desservir aux horizons 2025 et 2040 des secteurs d'Ath-Kouffi et d'Ath-Mendes.

## II.2. Catégorie 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 de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- ✓ Besoins domestiques ;
- ✓ Besoins scolaires ;
- ✓ Besoins sanitaires ;
- ✓ Besoins administratifs ;
- ✓ Besoins socioculturels ;
- ✓ Besoins du bétail.

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distribution.

## II.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière:

Vu le caractère rural de la zone à alimenter, les besoins en eau seront estimés à la base d'une dotation de **150 l/j/hab.**

L'estimation des besoins en eau potable donnée englobe les besoins domestiques ainsi que tous les autres types de consommations.

### II.3.1. Besoins domestique :

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants, donnée par la relation suivante:

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/jr) \quad (II.2)$$

*dot*: dotation moyenne en (l/j/hab).

*N*: nombre d'habitants.

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des besoins domestiques:

Secteurs	Villages	Nombre d'habitants		Dotation (l/j/hab)	Débit (m <sup>3</sup> /j)	
		2025	2040		2025	2040
Ath-Mendes	Alma Besri	2830	3809	150	424,500	571,35
	Ighil N'Bil	2711	3648	150	406,65	547,2
	Mahbane	2154	2898	150	323,10	434,7
	Iouahianene	1557	2096	150	233,55	314,4
	Iaskrene	1614	2173	150	242,10	325,95
	Ait-Ali	1071	1442	150	160,65	216,3
	Thiniri	933	1255	150	139,95	188,25
	Tala N'Brahem	725	976	150	108,75	146,4
	Ath-Moh	823	1108	150	123,45	166,2
<b>Total d'Ath-Mendes</b>		<b>14418</b>	<b>19405</b>	<b>150</b>	<b>2162,70</b>	<b>2910,75</b>
Ath-Kouffi	Ighzer N'Chbel	1715	2309	150	257,25	346,35
	Ihadriene	891	1199	150	133,65	179,85
	Taguemount	865	1165	150	129,75	174,75
	Tala Goucef	690	929	150	103,50	139,35
	Ath-Hamouda	669	901	150	100,35	135,15
	Ighvirene	591	795	150	88,65	119,25
	Lâarba	356	479	150	53,40	71,85
	Ifouzathene	409	550	150	61,35	82,5
	Amrous	283	381	150	42,45	57,15
	Iavjlilene	419	563	150	62,85	84,45
	Maâla	154	207	150	23,10	31,05
Ath-H'Mida	227	305	150	34,05	45,75	
<b>Total d'Ath-Kouffi</b>		<b>6846</b>	<b>9214</b>	<b>150</b>	<b>1026,90</b>	<b>1382,1</b>
<b>Total</b>		<b>21264</b>	<b>28619</b>	<b>150</b>	<b>3189,60</b>	<b>4292,85</b>

**II.3.2. Besoins scolaires :**

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc

Selon la Direction de l'hydraulique de la wilaya de Tizi-Ouzou la dotation est de **15 l/j /élève** pour les besoins scolaires.

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.

Secteurs	Villages	Nombre d'établissement	Nombre d'élèves	Effectif personnel	Effectifs totaux	Dotation (l/j/élève)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Ath - Mendes	Alma Besri	(1) primaire	392	23	415	15	6,23
		(1) C.E.M.	723	47	770		11,55
	Ighil N'Bil	(1) primaire	360	19	378		5,67
	Mahbane	(1) primaire	144	17	157		2,36
	Iouahianene	(1) primaire	102	15	112		1,68
	Iaskrene	(1) primaire	95	13	106		1,59
	Thiniri	(1) primaire	70	9	79		1,19
	Tala N'Brahem	(1) primaire	62	9	71		1,07
<b>Total d'Ath-Mendes</b>			<b>1948</b>	<b>152</b>	<b>2100</b>		<b>31,50</b>
Ath - Kouffi	Ighzer N'Chbel	(1) primaire	153	14	167	2,51	
	Taguemount	(1) primaire	219	19	238	3,57	
		(1) CEM	362	22	384	5,76	
	Ifouzathene	(1) primaire	64	11	75	1,13	
	Tala Goucef	(1) primaire	83	11	94	1,41	
	Iavjlilene	(1) primaire	73	12	85	1,28	
<b>Total d'Ath-Kouffi</b>			<b>954</b>	<b>89</b>	<b>1043</b>		<b>15,66</b>
<b>Total</b>			<b>2902</b>	<b>241</b>	<b>3143</b>		<b>47,15</b>

**II.3.3. Besoins sanitaires :**

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant:

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires:

Secteurs	Villages	Type d'équipement	Unité (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Ath-Mendes	Alma Besri	(1) unité de soin	140	5	0,7
	Mahbane	(1) unité de soin	100	5	0,5
	Ighil N'Bil	(1) unité de soin	100	5	0,5
	Ait Ali	(1) unité de soin	100	5	0,5
Total Ath-Mendes		(3) unités de soin	440	5	2,2
Ath-Kouffi	Ighzer N'Chbel	(1) unité de soin	140	5	0,7
	Taguemount	(1) unité de soin	100	5	0,5
Total Ath-Kouffi		(2) unités de soin	240	5	1,2
<b>Total</b>		(5) unités de soin	<b>680</b>	<b>5</b>	<b>3,4</b>

#### II.3.4. Besoins administratifs :

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs:

Villages	Désignation	N <sup>bre</sup> . D'employés	Dotation (l/j/employé)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Ait-Ali	(1) Poste (PTT)	11	15	0,17
	(1) brigade de garde communal.	40	120	4,80
<b>Total</b>				<b>4,97</b>

#### II.3.5. Besoins commerciaux et industriels :

Correspondent aux besoins en eau des établissements industriels implantés dans la ville et des commerces existant, qui sont difficile à évaluer, car il existe une grande variation de consommation d'une industrie à une autre et d'un commerce à un autre.

Les différents besoins industriels des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant:

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des Besoins commerciaux et industriels :

Secteurs	Villages	Type d'équipement	Détails (unité)	Dotation (l/j/u)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Ath- Mendes	Alma Besri	(2)Alimentations générales	-	100	0,2
		(1) Station de lavage	25Véh/j	600 l/j/véh	15
	Tala N'Brahem	(2)Alimentations générales	-	100	0,2
	Ighil N'Bil	(5)Alimentations générales	-	100	0,5
		(1) Cafétéria	60 m <sup>2</sup>	10 l/j/m <sup>2</sup>	0,6
		(1)Boulangerie	80 m <sup>2</sup>	30 l/j/m <sup>2</sup>	2,4
	Mahbane	(5)Alimentations générales	-	100	0,5
		(2) Cafétérias	120 m <sup>2</sup>	10 l/j/m <sup>2</sup>	1,4
		(1) Boulangerie	80 m <sup>2</sup>	30 l/j/m <sup>2</sup>	2,4
	Iaskrene	(2)Alimentations générales	-	100	0,1
		(1)Cafétérias	60 m <sup>2</sup>	10 l/j/m <sup>2</sup>	0,6
	Ath-Moh-Ouslimane	(1)Alimentations générales	-	100	0,1
	Iouahianene	(1)Alimentations générales	-	100	0,1
	Ait-Ali	(3) Alimentations	-	100	0,3
		(1) Station de lavage	25Véh/j	600 l/j/véh	15
		(3) Cafétérias	180 m <sup>2</sup>	10 l/j/m <sup>2</sup>	1,8
Thiniri	(1)Cafétérias	60 m <sup>2</sup>	10 l/j/m <sup>2</sup>	0,6	
<b>Total d'Ath-Mendes</b>					<b>41,8</b>
Ath-Kouffi	Ighzer N'Chbel	(3) Cafétérias	180 m <sup>2</sup>	10 l/j/m <sup>2</sup>	1,8
		(2)Alimentations générales	-	100	0,2
	Ath-Hamouda	(2)Alimentations générales	-	100	0,2
	Ifouzathene	(1)Alimentation générale	-	100	0,1
	Ighvirene	(2)Alimentations générales	-	100	0,2
	Ihadriene	(1)Alimentation générale	-	100	0,1
		(1)Station de lavage	20Véh/j	600 l/j/véh	12
	Tala Goucef	(2)Alimentations générales	-	100	0,2
	Lâarba	(1)Alimentation générale	-	100	0,1
	Taguemount	(3)Alimentations générales	-	100	0,3
		(1) Restaurant	-	1000	1
		(1)Boulangerie	80 m <sup>2</sup>	30 l/j/m <sup>2</sup>	2,4
		(1) Cafétéria	60 m <sup>2</sup>	10 l/j/m <sup>2</sup>	0,6
	Amrous	(1)Alimentation générale	-	100	0,1
	Iavjlilene	(1)Alimentation générale	-	100	0,1
	Maâla	(1)Alimentation générale	-	100	0,1
Ath -H'MIDA	(1)Alimentation générale	-	100	0,1	
<b>Total d'Ath-Kouffi</b>					<b>19,6</b>
<b>Total</b>					<b>61,4</b>

### II.3.6. Besoins socio-culturels :

Les équipements socio-culturels et leurs besoins en eau sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

Secteurs	Villages	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Ath-Mendes	Alma Besri	(1) Mosquée	350	20	7
	Ighil N'Bil	(1) Mosquée	250	20	5
	Mahbane	(1) Mosquée	250	20	5
	Tala N'Brahem	(1) Mosquée	150	20	3
	Ath-Moh-	(1) Mosquée	150	20	3
<b>Total d'Ath-Mendes</b>					<b>23</b>
Ath-Kouffi	Ighzer N'Chbel	(1) Mosquée	250	20	5
	Ihadriene	(1) Mosquée	150	20	3
	Tala Goucef	(1) Mosquée	100	20	2
	Lâarba	(1) Mosquée	100	20	2
	Ifouzatene	(1) Mosquée	100	20	2
	Amrous	(1) Mosquée	100	20	2
	Iavjlilene	(1) Mosquée	100	20	2
<b>Total D'Ath-Kouffi</b>					<b>21</b>
<b>Total</b>					<b>44</b>

### II.3.7. Besoins du Bétail :

Nous sommes dans une zone rurale où les différentes activités agricoles sont importantes, Parmi ces dernières, on trouve principalement l'élevage domestique. Nous avons recueilli les données du bétail auprès de service d'agriculture de Boghni.

Les différents chiffres, dotations et besoins sont indiqués dans le tableau suivant:

Tableau II.8: Tableau récapitulatif des besoins du bétail:

Secteurs	Bovins		Ovins		Caprins		Débit (m <sup>3</sup> /j)
	Nombre de tête	Débit (m <sup>3</sup> /j)	Nombre de tête	Débit (m <sup>3</sup> /j)	Nombre de tête	Débit (m <sup>3</sup> /j)	
Ath-Mendes	99	7,92	488	3,90	110	0,88	<b>12,70</b>
Ath-Kouffi	77	6,16	175	1,40	73	0,58	<b>8,14</b>
<b>Total</b>	176	<b>14,08</b>	663	<b>5,30</b>	183	<b>1,46</b>	<b>20,84</b>

#### II.4. Récapitulation de la consommation moyenne journalière :

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers aux horizons 2025 et 2040 sont donnés pour chaque village dans les tableaux suivants:

Tableau II.9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières totales des villages d'Ath-Mendes aux horizons 2025 et 2040.

Secteurs	Villages	2025	2040
		Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Ath- Mendes	Alma Besri	464,98	611,83
	Ighil N'Bil	421,32	561,87
	Mahbane	335,46	447,06
	Iouahianene	235,33	316,18
	Iaskrene	244,39	328,24
	Ait-Ali	183,22	238,87
	Thiniri	141,74	190,04
	Tala N'Brahem	113,02	150,67
	A -Moh-Ouslimane	126,55	169,3
<b>Total d'Ath-Mendes</b>		<b>2278,87</b>	<b>3026,92</b>

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif des différentes moyennes journalières totales des villages d'Ath-Kouffi aux horizons 2025 et 2040.

Secteurs	Villages	Horizon 2025	Horizon 2040
		Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Ath-Kouffi	Ighzer N'Chbel	267,46	356,56
	Ihadriene	148,75	194,95
	Taguemount	143,88	188,88
	Tala Goucef	107,11	142,96
	Ath-Hamouda	100,55	135,35
	Ighvirene	88,85	119,45
	Lâarba	55,5	73,95
	Ifouzatene	64,58	85,73
	Amrous	42,55	57,25
	Iavjlilene	66,23	87,83
	Maâla	23,2	31,15
	Ath -H'Mida	34,15	45,85
	<b>Total d'Ath-kouffi</b>		<b>1092,5</b>

Tableau II.11: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière totale d'Ath-Mendes et d'Ath-Kouffi aux horizons 2025 et 2040.

Secteurs	Horizon 2025	Horizon 2040
	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Total d'Ath-Mendes	<b>2278,87</b>	<b>3026,92</b>
Total d'Ath-Kouffi	<b>1092,5</b>	<b>1447,7</b>
<b>Total</b>	<b>3371,37</b>	<b>4474,62</b>

Donc la consommation moyenne journalière totale des localités de la zone de notre étude s'élèvera, à l'horizon 2040, à Q<sub>moy j</sub> = **4474,62 m<sup>3</sup>/j** soit un débit de **51,78 l/s**

### II.5. 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<sub>max j</sub> et K<sub>min j</sub>. [4]

K<sub>max j</sub> : consommation maximale journalière.

K<sub>min j</sub> : consommation minimale journalière.

$$K_{max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

#### II.5.1. Consommation maximale journalière (Q<sub>max j</sub>) :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté K<sub>max,j</sub>. Ainsi nous pouvons écrire: [4]

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

Où :

Q<sub>max,j</sub> : consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j) ;

Q<sub>moy,j</sub> : consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j) ;

K<sub>max,j</sub> : coefficient d'irrégularité journalière maximum, K<sub>max,j</sub> =(1,1-1,3)

On prend : K<sub>max,j</sub> =1,3 .

**II.5.2. Consommation minimale journalière ( $Q_{min,j}$ ) :**

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté  $K_{min,j}$ . Ainsi nous pouvons écrire : [4]

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \quad (II.4)$$

Où :

$Q_{min,j}$  : Consommation minimale journalière ( $m^3/j$ );

$Q_{moy,j}$  : consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ ) ;

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

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

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans les tableaux suivants :

Tableau II.12: Tableau récapitulatif des consommations journalières  $Q_{min,j}$  ;  $Q_{moy,j}$  ;  $Q_{max,j}$  des villages d'Ath-Mendes.

Villages	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}(m^3/j)$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}(m^3/j)$
Alma Besri	611,83	0,9	550,65	1,3	795,38
Ighil N'Bil	561,87	0,9	505,68	1,3	730,43
Mahbane	447,06	0,9	402,35	1,3	581,18
Iouahianene	316,18	0,9	284,56	1,3	411,03
Iaskrene	328,24	0,9	295,42	1,3	426,71
Ait-Ali	238,87	0,9	214,98	1,3	310,53
Thiniri	190,04	0,9	171,04	1,3	247,05
Tala N'Brahem	150,67	0,9	135,60	1,3	195,87
Ath -Moh-Ouslimane	169,3	0,9	152,37	1,3	220,09
<b>Total d'Ath-Mendes</b>	<b>3026,92</b>	<b>0,9</b>	<b>2724,23</b>	<b>1,3</b>	<b>3935,00</b>

Tableau II.13: Tableau récapitulatif des consommations journalières  $Q_{min,j}$  ;  $Q_{moy,j}$  ;  $Q_{max,j}$  des villages d'Ath-Kouffi.

Villages	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}(m^3/j)$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}(m^3/j)$
Ighzer N'Chbel	356,56	0,9	320,90	1,3	463,53
Ihadriene	194,95	0,9	175,46	1,3	253,44
Taguemount	188,88	0,9	169,99	1,3	245,54
Tala Goucef	142,96	0,9	128,66	1,3	185,85
Ath-Hamouda	135,35	0,9	121,82	1,3	175,96
Ighvirene	119,45	0,9	107,51	1,3	155,29
Lâarba	73,95	0,9	66,56	1,3	96,14
Ifouzatene	85,73	0,9	77,16	1,3	111,45
Amrous	57,25	0,9	51,53	1,3	74,43
Iavjlilene	87,83	0,9	79,05	1,3	114,18
Maâla	31,15	0,9	28,04	1,3	40,50
Ath -H'Mida	45,85	0,9	41,27	1,3	59,61
<b>Total d'Ath-Kouffi</b>	<b>1447,7</b>	<b>0,9</b>	<b>1302,93</b>	<b>1,3</b>	<b>1882,01</b>

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau, garantit la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable en fonction du débit maximum journalier calculé.  $Q_{max,j} = 5817,01 \text{ m}^3/j$ .

## II.6. Etude de variations des débits horaire :

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière.

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés 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.

### II.6.1. Consommation maximale horaire :

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient  $\alpha_{max}$  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  $\beta_{max}$  étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (II.5)$$

Tableau II.14: Variation du coefficient  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

✚ Pour le secteur d'Ath-Mendes (19405 habitants à l'horizon de 2040):

On prend :  $\alpha_{max} = 1,3$  et  $\beta_{max} = 1,21$

Alors :  $K_{max,h} = 1,3 * 1,21 \Rightarrow K_{max,h} = 1,57$

✚ Pour le secteur d'Ath-Kouffi (9214 habitants à l'horizon de 2040):

On prend :  $\alpha_{max} = 1,3$  et  $\beta_{max} = 1,32$

Alors :  $K_{max,h} = 1,3 * 1,32 \Rightarrow K_{max,h} = 1,72$

**II.6.2. Consommation minimale horaire :**

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l’agglomération à savoir :

- Un coefficient  $\alpha_{\min}$  tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient  $\beta_{\min}$  étroitement lié à l’accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (II.6)$$

Tableau II.15: Variation du coefficient  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d’habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

✚ Pour le secteur d’Ath-Mendes (19405 habitants à l’horizon de 2040):

On prend :  $\alpha_{\min} = 0,3$  et  $\beta_{\min} = 0,49$

Alors :  $K_{\min,h} = 0,3 * 0,49 \Rightarrow K_{\min,h} = 0,15$

✚ Pour le secteur d’Ath-Kouffi (9214 habitants à l’horizon de 2040):

On prend :  $\alpha_{\min} = 0,3$  et  $\beta_{\min} = 0,37$

Alors :  $K_{\min,h} = 0,3 * 0,37 \Rightarrow K_{\min,h} = 0,11$

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d’agglomération se basant sur l’Annexe II.1.

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d’étude comprend deux secteurs, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacun d’eux.

A l’horizon 2040 :

- Le secteur d’Ath-Mendes dont le nombre d’habitant est compris entre 10000 et 50000 correspond à la deuxième colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.
- Le secteur d’Ath-Kouffi dont le nombre d’habitant est  $< 10000$  correspond à la première colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.

Tableau II.16: Variation du débit horaire pour le secteur d'Ath-Mendes

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 3935,00 \text{ m}^3/j$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/h$	%	$\text{m}^3/h$
0-1	1.5	59,03	1,5	59,03
1-2	1.5	59,03	3	118,05
2-3	1.5	59,03	4,5	177,08
3-4	1.5	59,03	6	236,10
4-5	2.5	98,38	8,5	334,48
5-6	3.5	137,73	12	472,20
6-7	4.5	177,08	16,5	649,28
7-8	5.5	216,43	22	865,70
8-9	6.25	<b>245,94</b>	28,25	1111,64
9-10	6.25	<b>245,94</b>	34,5	1357,58
10-11	6.25	<b>245,94</b>	40,75	1603,51
11-12	6.25	<b>245,94</b>	47	1849,45
12-13	5	196,75	52	2046,20
13-14	5	196,75	57	2242,95
14-15	5.5	216,43	62,5	2459,38
15-16	6	236,10	68,5	2695,48
16-17	6	236,10	74,5	2931,58
17-18	5.5	216,43	80	3148,00
18-19	5	196,75	85	3344,75
19-20	4.5	177,08	89,5	3521,83
20-21	4	157,40	93,5	3679,23
21-22	3	118,05	96,5	3797,28
22-23	2	78,70	98,5	3875,98
23-24	1.5	59,03	100	3935,00

Le débit de pointe  $Q_{\max, h}$  pour le secteur d'Ath-Mendes est de **245,94m<sup>3</sup>/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau II.17: Variation du débit horaire pour le secteur d'Ath-Kouffi.

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 1882,01 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
<b>0-1</b>	01	18,82	1	18,82
<b>1-2</b>	01	18,82	2	37,64
<b>2-3</b>	01	18,82	3	56,46
<b>3-4</b>	01	18,82	4	75,28
<b>4-5</b>	02	37,64	6	112,92
<b>5-6</b>	03	56,46	9	169,38
<b>6-7</b>	05	94,10	14	263,48
<b>7-8</b>	6.5	<b>122,33</b>	20,5	385,81
<b>8-9</b>	6.5	<b>122,33</b>	27	508,14
<b>9-10</b>	5.5	103,51	32,5	611,65
<b>10-11</b>	4.5	84,69	37	696,34
<b>11-12</b>	5.5	103,51	42,5	799,85
<b>12-13</b>	07	131,74	49,5	931,59
<b>13-14</b>	07	131,74	56,5	1063,34
<b>14-15</b>	5.5	103,51	62	1166,85
<b>15-16</b>	4.5	84,69	66,5	1251,54
<b>16-17</b>	05	94,10	71,5	1345,64
<b>17-18</b>	6.5	122,33	78	1467,97
<b>18-19</b>	6.5	122,33	84,5	1590,30
<b>19-20</b>	5.0	94,10	89,5	1684,40
<b>20-21</b>	4.5	84,69	94	1769,09
<b>21-22</b>	03	56,46	97	1825,55
<b>22-23</b>	02	37,64	99	1863,19
<b>23-24</b>	01	18,82	100	1882,01

Le débit de pointe  $Q_{\max, h}$  pour le secteur d'Ath-Kouffi est de **122,33  $\text{m}^3/\text{h}$**  et survient entre 7h et 9h.

### II.7. Calcul de déficit de consommation :

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante. Le tableau ci-dessous représente l'allocation journalière à créer (déficit) pour chaque localité

Tableau II.18: Tableau des déficits à combler à l'an 2040:

secteurs	Production en eau existante (m <sup>3</sup> /j)	Besoins en eau à l'année 20040 (m <sup>3</sup> /j)	Déficit (m <sup>3</sup> /j)
Ath-Mendes	432,00	3935,00	3503
Ath-Kouffi	311,04	1882,01	1570,97
Total	<b>743,04</b>	<b>5817,01</b>	<b>5073,97</b>

### Conclusion :

Les ressources mobilisées actuellement, sont insuffisantes pour alimenter en eau potable la population de la région d'étude, du faite que la somme de débit des sources n'est que de 8,6 l/s, pendant la période estivale, ce qui représente que 31 % des besoins actuels, et à peine 13% des besoins maximum journalier à l'horizon 2040.

A cet effet, on procédera à une adduction en eau potable direct de cette région, **en déconnectant** les ressources actuelles de la nouvelle chaine à projeter, de façon à alimenter cette population avec un débit maximal journalier de **5817,01 m<sup>3</sup>/j**, soit **67,33 l/s** à l'horizon 2040, à partir du piquage de la conduite du transfert, reliant le barrage Koudiet Acerdoun de la wilaya de Bouira vers le flan sud de la wilaya de Tizi-Ouzou.

**Introduction :**

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

**III.1. Définition d'un réservoir :**

Un réservoir ou un château d'eau est un ouvrage construit dans le but de stockage de l'eau et de régularisation des débits et des pressions.

**III.2. Fonctionnement d'un réservoir :**

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et d'une nature à la fois technique et économique.

- **Fonctions techniques :**

- Régulation du débit
- Sécurité d'approvisionnement
- Régulation de la pression
- Simplification de l'exploitation
- Réacteur participant au traitement

- **Fonctions économiques :**

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

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

- ✓ 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.
- ✓ Le maintient d'eau à l'abri de la population et de variation de la température ;
- ✓ Le stockage de la réserve d'incendie qui permet de combattre efficacement les incendies ;

**III.3. Classification des réservoirs : [1]**

- **Types de réservoirs :**

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu.

-La position par rapport au terrain naturel :

- ✓ sur sol ;
- ✓ enterrés ;
- ✓ semi-enterrés ;
- ✓ sur tour.

-Le matériau de construction : Ils peuvent être réalisés :

- ✓ en maçonnerie ;
- ✓ en béton ordinaire ou précontraint ;
- ✓ en acier pour de petites capacités.

-Selon la forme de la cuve :

✓ Rectangulaire ou carrée: elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

✓ Circulaire: elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

✓ Comme on trouve par fois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, conique,...)

- Selon leur usage :

✓ Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;

✓ Réservoirs d'équilibres (tampon) ;

✓ Réservoirs de transits.

➤ **De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :**

✓ Conditions topographiques de la région à desservir ;

✓ Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer ;

✓ Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

➤ **Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :**

✓ Les facteurs économiques ;

✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;

✓ Les possibilités d'adaptation au réseau ;

✓ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

### III.4. Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

-Le choix d'emplacement d'un réservoir doit permettre d'assurer aux usagers une pression suffisante au moment des débits de pointe.

-Pour de multitude raisons, il y a tout intérêt, au stricte point de vue de la distribution, à ce que le réservoir se situe aussi près que possible du centre de gravité de la consommation qu'il a à assurer et que l'altitude de son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haut cote piézométrique exigée sur le réseau.

-Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

-Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

### **III.5. Equipement des réservoirs :**

#### **III.5.1. Equipements hydrauliques des réservoirs**

Les réservoirs doivent être équipés de :

##### **III.5.1.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :**

Peut être de type de refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux peut être soit :

###### **a- Par le haut (chute libre) :**

Elle a l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines ordinairement pauvres en oxygène, par contre, elle présente l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartrage du réservoir et des conduites avales.

###### **b- En bas (siphon noyé) :**

Elle a l'avantage de permettre le brassage des eaux qui rentrent et quittent le réservoir, permet une petite économie sur les frais d'exploitation dans le cas d'une adduction par refoulement, mais présente un inconvénient en cas d'accidents sur la conduite de refoulement, le réservoir se vide par siphonage. Il peut y être remédié en disposant un clapet sur l'arrivée du réservoir.

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve, son niveau maximal : obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

##### **III.5.1.2. Conduite de départ ou de distribution :**

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé 0,15 à 0,20 m au dessus du radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée ; pour éviter l'entraînement dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir .L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite surtout dans le cas des réservoirs de grande capacité afin d'éviter les dégâts d'inondation en ville. [1]

##### **III.5.1.3. Conduite de trop plein :**

A pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir lors de la défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur. Le trop-plein est conçu d'être dimensionner afin d'assurer efficacement l'évacuation de l'eau dans un temps raisonnable et on prévoit un siphon qui va empêcher l'introduction des corps étrangers.

##### **III.5.1.4. Conduite de vidange :**

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite trop plein, elle va permettre la vidange totale pour le nettoyage et l'éventuelle réparation de réservoir. Cette conduite doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

**III.5.1.5. Conduite By-pass :**

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

**III.5.1.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :**

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

**a). Système à deux prises :**

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. Ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

**b). Système à siphon :**

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite, entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçe grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

**III.5.2. Equipements de nettoyage :**

- ✓ Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- ✓ Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- ✓ Pompe d'alimentation en eau.

**III.6. Entretien des réservoirs :**

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service.

**III.7. Hygiène et sécurité :**

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent :

- ✓ Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- ✓ Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochements d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- ✓ Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;
- ✓ Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau ;
- ✓ De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
- ✓ Avoir les robinets de puisard pour facilité le contrôle de l'eau.
- ✓ Etre aérés par les orifices de grillage.

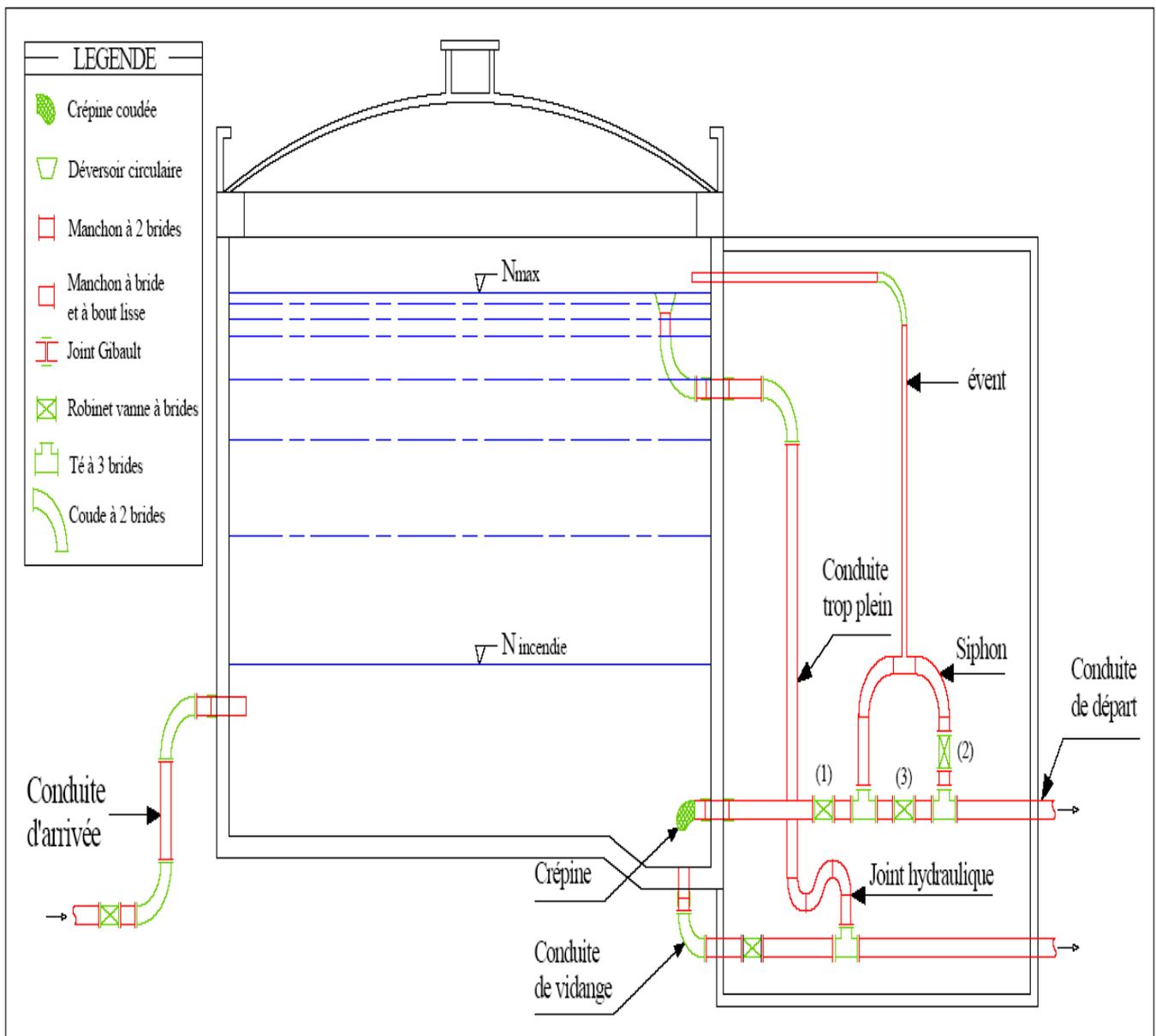


Figure III.1 : Schéma d'un réservoir.

### III.8. Capacités des réservoirs :

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- ✓ La méthode analytique ;
- ✓ La méthode graphique.

#### III.8.1. Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} V_T = \frac{Q_{\max} + R_{\max}}{100} \quad (m^3) \quad (III.1)$$

$V_r$  : capacité résiduelle ( $m^3$ ),

$a$  : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

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

Et le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (III.2)$$

$V_T$  : capacité totale du réservoir ( $m^3$ ).

$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à  $120 m^3$ .

-Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la déférence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

#### III.8.2. Méthode graphique :

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{\max} = |V|^+ |V| \quad (\%)$$

Le volume de régulation  $V_r$  est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} \cdot R_{\max}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III.4})$$

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{III.5})$$

$V_T$  : capacité totale du réservoir ( $\text{m}^3$ ).

$V_{\text{inc}}$  : volume d'incendie estimé à  $120 \text{ m}^3$ .

### III.8.3. Dimensionnement des Bâches de reprises des différentes stations de pompage :

#### a) Bâche de la station de pompage : n°1 ( $B_{SP1}$ )

La station de pompage N°1 sera dotée d'un réservoir qui reçoit l'eau venant gravitairement du piquage de la conduite du transfert (reliant le barrage Koudiet Acerdoune de la wilaya de Bouira vers le flan sud de la wilaya de Tizi-Ouzou) avant d'être refoulée vers la bâche de la station de pompage N°2.

La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les quatre heures de l'arrêt de la station de reprise N°1 et sa restitution progressive pendant les vingt heures de son fonctionnement.

Le régime de travail de la station de reprise N°1 est tel que le montre la figure III.2.

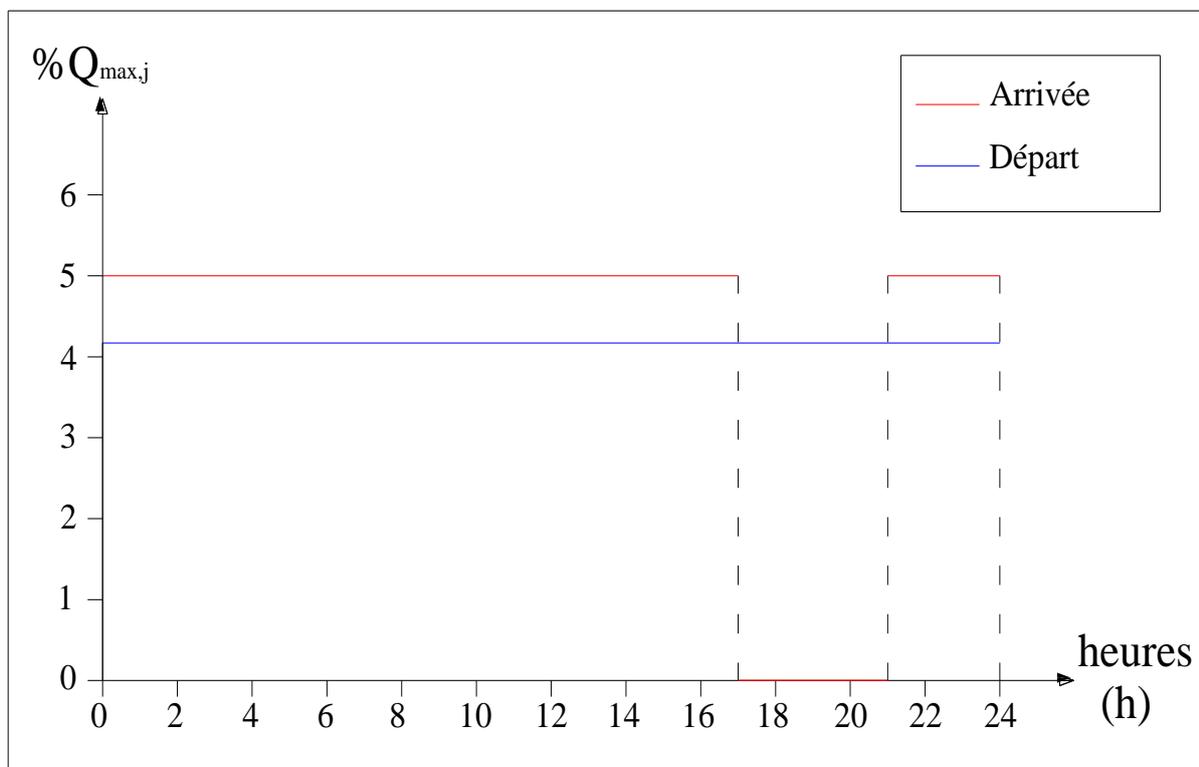


Figure III.2: Régime de travail de la station de reprise N°1

✓ **Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique :**

Tableau III.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de pompage N°1

Heure	Arrivée à la SRI	Refoulement de la SRI	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	5	--	0,83	13,36
1-2	4,17	5	--	0,83	12,53
2-3	4,17	5	--	0,83	11,70
3-4	4,17	5	--	0,83	10,87
4-5	4,17	5	--	0,83	10,04
5-6	4,17	5	--	0,83	9,21
6-7	4,17	5	--	0,83	8,38
7-8	4,17	5	--	0,83	7,55
8-9	4,17	5	--	0,83	6,72
9-10	4,17	5	--	0,83	5,89
10-11	4,17	5	--	0,83	5,06
11-12	4,17	5	--	0,83	4,23
12-13	4,17	5	--	0,83	3,40
13-14	4,17	5	--	0,85	2,55
14-15	4,17	5	--	0,85	1,70
15-16	4,17	5	--	0,85	0,85
16-17	4,17	5	--	0,85	0,00
17-18	4,17	0	4,17	--	4,17
18-19	4,17	0	4,17	--	8,34
19-20	4,17	0	4,17	--	12,51
20-21	4,17	0	4,17	--	<b>16,68</b>
21-22	4,17	5	--	0,83	15,85
22-23	4,17	5	--	0,83	15,02
23-24	4,17	5	--	0,83	14,19
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>16,68%</b>	<b>16,68%</b>	--

$$\text{Avec : } V_{\text{bache}} = \frac{a * Q_{\text{max},j}}{100} V_r = \frac{Q_{\text{max}} + R_{\text{max}}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

$V_{\text{bache}}$  : capacité de la bache ( $\text{m}^3$ ),

a: fraction horaire du débit maximum journalier (%).

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

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{16,68 * 5817,01}{100} \Rightarrow V_r = 970,28 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 1000 \text{ m}^3$ .

b) Bâche de la station de pompage n °2 (B<sub>SP2</sub>) :

La station de pompage (SP2) se situe dans le village Iaskrene. La bâche de reprise de cette station alimente gravitairement le réservoir (R4) et refoule le reste du débit vers le réservoir de tête de Mahbane Haut.

## ➤ Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Tableau III.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de reprise N°2

Heure	Arrivée à la SR2	Départ vers le réservoir de tête	Départ vers le R4	Départ de la SR2	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	2,4
1-2	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	2,25
2-3	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	2,1
3-4	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	1,95
4-5	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	1,8
5-6	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	1,65
6-7	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	1,5
7-8	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	1,35
8-9	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	1,2
9-10	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	1,05
10-11	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	0,9
11-12	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	0,75
12-13	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	0,6
13-14	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	0,45
14-15	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	0,3
15-16	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	0,15
16-17	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	00
17-18	0	0	0,75	0,75	--	0,75	0,75
18-19	0	0	0,75	0,75	--	0,75	1,50
19-20	0	0	0,75	0,75	--	0,75	2,25
20-21	0	0	0,75	0,75	--	0,75	3,00
21-22	5	4,09	0,76	4,85	0,15	--	2,85
22-23	5	4,10	0,75	4,85	0,15	--	2,70
23-24	5	4,10	0,75	4,85	0,15	--	2,55
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>81,82%</b>	<b>18,18%</b>	<b>100%</b>	<b>3%</b>	<b>3%</b>	--

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{3,00 * 5817,01}{100} \Rightarrow V_r = 174,51m^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 200 m^3$ .

Le régime de travail de la station de pompage N°2 est tel que le montre la figure III.3.

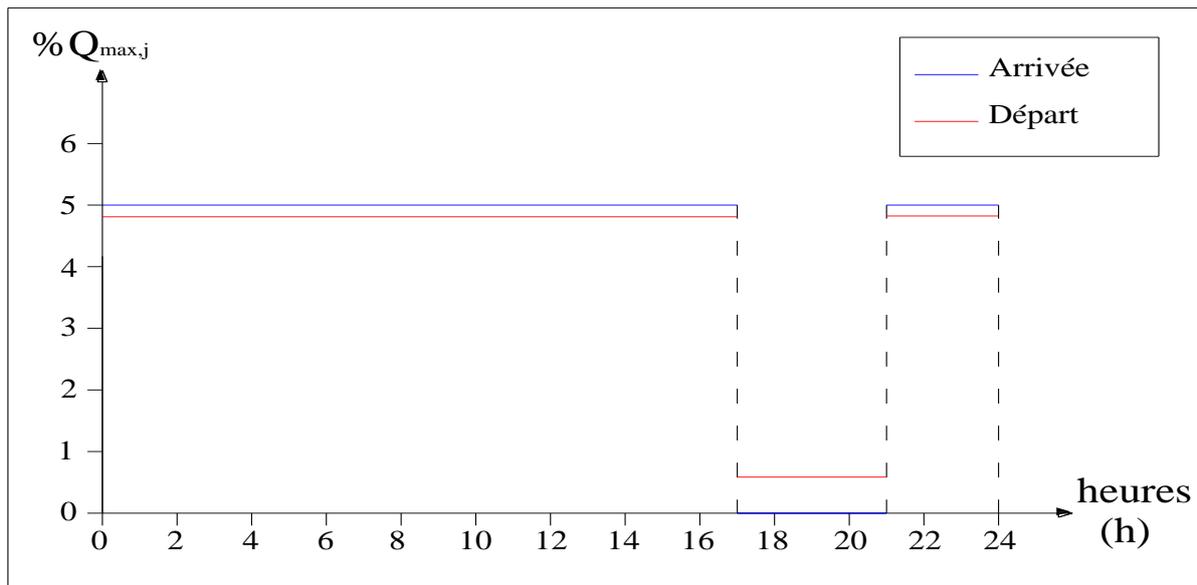


Figure III.3: Régime de travail de la station de pompage N°2

#### III.8.4. Dimensionnement des réservoirs terminaux :

##### a). Réservoir de tête de Mahbane haut (R<sub>tmh</sub>):

Le réservoir de tête de Mahbane haut, reçoit l'eau refoulée par la station de reprise N°2 et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable des deux réservoirs Iavjlilene(R6) et Mahbane(R1).

La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les vingt heures de fonctionnement de la station de reprise N° 2 (remplissage) et sa restitution progressive pendant les quatre heures de son arrêt (vidange directe).

Le régime de travail du réservoir de tête est tel que le montre la figure III.4.

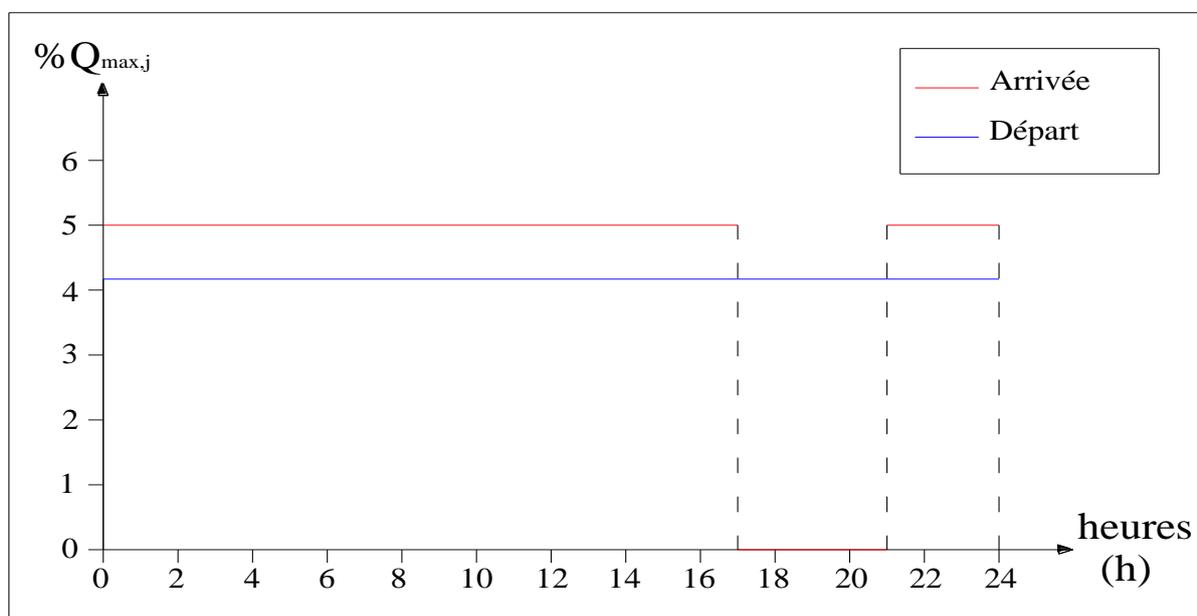


Figure III.4: Régime de travail du réservoir de tête de Mahbane haut.

## ➤ Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Tableau III.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de tête de Mahbane haut.

Heure	Arrivée au Rmh	Départ vers le R1	Départ vers R6	Départ du Rmh	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	5	2,48	1,68	4,16	0,83	--	13,29
1-2	5	2,48	1,68	4,16	0,83	--	12,46
2-3	5	2,48	1,68	4,16	0,83	--	11,63
3-4	5	2,48	1,68	4,16	0,84	--	10,79
4-5	5	2,48	1,69	4,17	0,83	--	9,96
5-6	5	2,48	1,69	4,17	0,83	--	9,13
6-7	5	2,48	1,69	4,17	0,83	--	8,3
7-8	5	2,48	1,69	4,17	0,83	--	7,47
8-9	5	2,48	1,69	4,17	0,83	--	6,64
9-10	5	2,48	1,69	4,17	0,83	--	5,81
10-11	5	2,49	1,69	4,18	0,83	--	4,98
11-12	5	2,49	1,69	4,18	0,83	--	4,15
12-13	5	2,49	1,69	4,18	0,83	--	3,32
13-14	5	2,48	1,69	4,17	0,83	--	2,49
14-15	5	2,48	1,69	4,17	0,83	--	1,66
15-16	5	2,48	1,69	4,17	0,83	--	0,83
16-17	5	2,48	1,69	4,17	0,83	--	0
17-18	0	2,48	1,68	4,16	--	4,16	4,16
18-19	0	2,48	1,68	4,16	--	4,16	8,32
19-20	0	2,48	1,68	4,16	--	4,16	12,48
20-21	0	2,48	1,68	4,16	--	4,16	<b>16,64</b>
21-22	5	2,48	1,68	4,16	0,84	--	15,8
22-23	5	2,48	1,68	4,16	0,84	--	14,96
23-24	5	2,48	1,68	4,16	0,84	--	14,12
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>59,55%</b>	<b>40,45%</b>	<b>100%</b>	<b>16,64%</b>	<b>16,64%</b>	--

Le débit  $Q_{Rt}$  arrivant à ce réservoir est tel que :  $Q_{Rt} = Q_{\max,j} - Q_{BSP2-R4}$

A.N :  $Q_{Rt} = 5817,01 - 1057,83 \Rightarrow Q_t = 4759,18 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{16,64 * 4759,18}{100} \Rightarrow V_r = 791,93 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 800 \text{ m}^3$ .

**Remarque :**

Le réservoir de tête de Mahbane haut est destiné juste pour recevoir l'eau provenant de SP2 et assure gravitairement l'alimentation de R1 et R6, c'est pourquoi on a intérêt à ne pas augmenter le volume calculé du volume d'incendie.

**b). Réservoir de Mahbane (R1):**

Le réservoir de Mahbane, reçoit l'eau gravitairement par le réservoir de tête de Mahbane haut et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable du réservoir Thala N'Brahem(R2) et le village de Mahbane.

➤ Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Tableau III.4: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Mahbane.

Heure	Arrivée au R1	Départ vers le R2	Départ vers village de Mahbane	Départ du R1	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	4,17	3,32	0,20	3,52	0,65	--	2,62
1-2	4,17	3,32	0,20	3,52	0,65	--	1,98
2-3	4,17	3,32	0,20	3,52	0,65	--	1,33
3-4	4,17	3,32	0,20	3,52	0,65	--	0,68
4-5	4,17	3,32	0,41	3,73	0,44	--	0,24
5-6	4,17	3,32	0,61	3,93	0,24	--	00
6-7	4,17	3,32	1,02	4,34	--	0,17	0,18
7-8	4,17	3,32	1,32	4,64	--	0,47	0,65
8-9	4,17	3,32	1,32	4,64	--	0,47	1,19
9-10	4,17	3,32	1,12	4,44	--	0,27	1,46
10-11	4,17	3,32	0,91	4,23	--	0,06	1,52
11-12	4,17	3,32	1,12	4,44	--	0,27	1,79
12-13	4,17	3,32	1,42	4,74	--	0,57	2,36
13-14	4,17	3,32	1,42	4,74	--	0,57	2,93
14-15	4,17	3,32	1,12	4,44	--	0,27	3,20
15-16	4,17	3,32	0,91	4,23	--	0,06	3,26
16-17	4,17	3,32	1,02	4,34	--	0,17	3,43
17-18	4,17	3,32	1,32	4,64	--	0,47	3,90
18-19	4,17	3,32	1,32	4,64	--	0,47	4,37
19-20	4,17	3,32	1,02	4,34	--	0,17	4,54
20-21	4,17	3,32	0,91	4,23	--	0,06	<b>4,60</b>
21-22	4,17	3,32	0,61	3,93	0,24	--	4,36
22-23	4,17	3,32	0,41	3,73	0,44	--	3,92
23-24	4,17	3,32	0,20	3,52	0,65	--	3,27
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>79,68%</b>	<b>20,32%</b>	<b>100%</b>	<b>4,61%</b>	<b>4,61%</b>	--

Le débit  $Q_{R1}$  arrivant à ce réservoir est tel que :  $Q_{R1} = Q_{Rt} - Q_{Rt-R6}$   
 $\Rightarrow Q_t = 2860,41 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{4,60 * 2860,41}{100} \Rightarrow V_r = 132 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 132 + 120 \Rightarrow V_t = 252 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 300 \text{ m}^3$ .

**Remarque :**

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de  $200 \text{ m}^3$ , alors que le volume calculé est estimé à  $252 \text{ m}^3$ , donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un déficit de  $52 \text{ m}^3$ . Pour cela on recommande de projeter un réservoir jumelé de capacité  $100 \text{ m}^3$ , qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre en même temps.

## c). Réservoir d'Iavjlilene (R6):

Le réservoir d'Iavjlilene , reçoit l'eau gravitairement par le réservoir de tête de Mahbane haut et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable des deux réservoirs Taguemount haut (R9), Taguemount bas(R8) et les villages Maala et Iavjlilene.

## ➤ Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Tableau III.5: Evaluation du volume résiduel du réservoir de d'Iavjlilene :

Heure	Arrivée au R6	Départ vers le R8 et R9	Départ Vers les deux villages	Départ du R6	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	4,17	3,84	0,078	3,92	0,25	--	1,02
1-2	4,17	3,84	0,078	3,92	0,25	--	0,77
2-3	4,17	3,84	0,078	3,92	0,25	--	0,52
3-4	4,17	3,84	0,078	3,92	0,25	--	0,27
4-5	4,17	3,84	0,157	4,00	0,17	--	0,09
5-6	4,17	3,84	0,235	4,08	0,09	--	0
6-7	4,17	3,84	0,392	4,23	--	0,06	0,08
7-8	4,17	3,84	0,510	4,35	--	0,18	0,28
8-9	4,17	3,84	0,510	4,35	--	0,18	0,50
9-10	4,17	3,84	0,431	4,27	--	0,10	0,60
10-11	4,17	3,84	0,353	4,19	--	0,02	0,63
11-12	4,17	3,84	0,431	4,27	--	0,10	0,73
12-13	4,17	3,84	0,549	4,39	--	0,22	0,95
13-14	4,17	3,84	0,549	4,39	--	0,22	1,16
14-15	4,17	3,84	0,431	4,27	--	0,10	1,27
15-16	4,17	3,84	0,353	4,19	--	0,02	1,29
16-17	4,17	3,84	0,392	4,23	--	0,06	1,35
17-18	4,17	3,84	0,510	4,35	--	0,18	1,53
18-19	4,17	3,84	0,510	4,35	--	0,18	1,71
19-20	4,17	3,84	0,392	4,23	--	0,06	1,77
20-21	4,17	3,84	0,353	4,19	--	0,02	<b>1,79</b>
21-22	4,17	3,84	0,235	4,08	0,09	--	1,70
22-23	4,17	3,84	0,157	4,00	0,17	--	1,53
23-24	4,17	3,84	0,078	3,92	0,25	--	1,27
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>92,22%</b>	<b>7,84%</b>	<b>100%</b>	<b>1,79%</b>	<b>1,79%</b>	--

Le débit  $Q_{R6}$  arrivant à ce réservoir est tel que :  $Q_{R6} = Q_{Rt} - Q_{Rl}$   
 $\Rightarrow Q_t = 1987,2 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{1,79 * 1987,2}{100} \Rightarrow V_r = 36 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 36 + 120 \Rightarrow V_t = 156 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 200 \text{ m}^3$ .

**Remarque :**

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de **300 m<sup>3</sup>**, alors que le volume calculé est estimé à **156 m<sup>3</sup>**, donc la capacité existante est suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040.

**d). Réservoir de Thala N'Brahem (R2):**

Le réservoir de **Thala N'Brahem**, reçoit l'eau gravitairement par le réservoir de Mahbane et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable des deux réservoirs Ighil N'Bil (R5), Imrabtene (R3) et le village de Thala N'Brahem.

➤ **Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique**

Tableau III.6: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Thala N'Brahem:

Heure	Arrivée au R2	Départ vers le R5 et R3	Départ Vers Thala Brahem	Départ du R2	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	4,17	3,80	0,09	3,89	0,28	--	1,15
1-2	4,17	3,80	0,09	3,89	0,28	--	0,86
2-3	4,17	3,80	0,09	3,89	0,28	--	0,58
3-4	4,17	3,80	0,09	3,89	0,28	--	0,30
4-5	4,17	3,80	0,18	3,98	0,19	--	0,11
5-6	4,17	3,80	0,26	4,06	0,11	--	0
6-7	4,17	3,80	0,44	4,24	--	0,07	0,15
7-8	4,17	3,80	0,57	4,37	--	0,20	0,35
8-9	4,17	3,80	0,57	4,37	--	0,20	0,55
9-10	4,17	3,80	0,48	4,28	--	0,11	0,67
10-11	4,17	3,80	0,40	4,20	--	0,03	0,69
11-12	4,17	3,80	0,48	4,28	--	0,11	0,81
12-13	4,17	3,80	0,62	4,42	--	0,25	1,05
13-14	4,17	3,80	0,62	4,42	--	0,25	1,30
14-15	4,17	3,80	0,48	4,28	--	0,11	1,41
15-16	4,17	3,80	0,40	4,20	--	0,03	1,44
16-17	4,17	3,80	0,44	4,24	--	0,07	1,51
17-18	4,17	3,80	0,57	4,37	--	0,20	1,71
18-19	4,17	3,80	0,57	4,37	--	0,20	1,91
19-20	4,17	3,80	0,44	4,24	--	0,07	1,98
20-21	4,17	3,80	0,40	4,20	--	0,03	<b>2,01</b>
21-22	4,17	3,80	0,26	4,06	0,11	--	1,90
22-23	4,17	3,80	0,18	3,98	0,19	--	1,71
23-24	4,17	3,80	0,09	3,89	0,28	--	1,43
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>91,2%</b>	<b>8,80%</b>	<b>100%</b>	<b>2,01%</b>	<b>1,94%</b>	--

Le débit  $Q_{R2}$  arrivant à ce réservoir est  $Q_{R2} = 2278,4 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{2,01 * 2278,40}{100} \Rightarrow V_r = 46 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 56 + 120 \Rightarrow V_t = 166 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 200 \text{ m}^3$ .

**Remarque :**

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de **200 m<sup>3</sup>**, alors que le volume calculé est estimé à **166 m<sup>3</sup>**, donc la capacité existante est suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040.

**e). Réservoir Taguemont Bas (R8):**

Le réservoir de Taguemont Bas, reçoit l'eau gravitairement par le piquage (reliant les deux réservoirs d'Iavjlilene et Taguemont Haut) et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable du réservoir ihadriene (R7) et les villages de Tala Goucef, Ath-Hmida et Ath-hmouda.

➤ **Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique**

Tableau III.7: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Taguemont Bas:

Heure	Arrivée au R8	Départ vers le R7	Départ Vers les 3 villages	Départ du R8	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	4,17	2,02	0,51	2,53	1,64	--	6,63
1-2	4,17	2,02	0,51	2,53	1,64	--	5,00
2-3	4,17	2,02	0,51	2,53	1,64	--	3,36
3-4	4,17	2,02	0,51	2,53	1,64	--	1,73
4-5	4,17	2,02	1,03	3,05	1,12	--	0,61
5-6	4,17	2,02	1,54	3,56	0,61	--	00
6-7	4,17	2,02	2,57	4,59	--	0,42	0,58
7-8	4,17	2,02	3,34	5,36	--	1,19	1,78
8-9	4,17	2,02	3,34	5,36	--	1,19	2,97
9-10	4,17	2,02	2,83	4,85	--	0,68	3,65
10-11	4,17	2,02	2,31	4,33	--	0,16	3,81
11-12	4,17	2,02	2,83	4,85	--	0,68	4,49
12-13	4,17	2,02	3,60	5,62	--	1,45	5,94
13-14	4,17	2,02	3,60	5,62	--	1,45	7,39
14-15	4,17	2,02	2,83	4,85	--	0,68	8,07
15-16	4,17	2,02	2,31	4,33	--	0,16	8,24
16-17	4,17	2,02	2,57	4,59	--	0,42	8,66
17-18	4,17	2,02	3,34	5,36	--	1,19	9,85
18-19	4,17	2,02	3,34	5,36	--	1,19	11,05
19-20	4,17	2,02	2,57	4,59	--	0,42	11,47
20-21	4,17	2,02	2,31	4,33	--	0,16	<b>11,63</b>
21-22	4,17	2,02	1,54	3,56	0,61	--	11,03
22-23	4,17	2,02	1,03	3,05	1,12	--	9,91
23-24	4,17	2,02	0,51	2,53	1,64	--	8,27
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>48,56%</b>	<b>51,44%</b>	<b>100%</b>	<b>11,63%</b>	<b>11,47%</b>	--

Le débit  $Q_{R2}$  arrivant à ce réservoir est  $Q_{R8} = 843,26 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{11,63 * 843,26}{100} \Rightarrow V_r = 99 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 99 + 120 \Rightarrow V_t = 219 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 250 \text{ m}^3$ .

**Remarque :**

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de  $200 \text{ m}^3$ , alors que le volume calculé est estimé à  $219 \text{ m}^3$ , donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un déficit de  $19 \text{ m}^3$ . Pour cela on recommande de projeter un réservoir jumelé de capacité  $50 \text{ m}^3$ , qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre en même temps.

**f). Réservoir Taguemont haut (R9):**

Le réservoir de Taguemont Haut, reçoit l'eau gravitairement par le réservoir d'Iavjlilene et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable du réservoir Ighzer N'Chbel (R10) et les villages de Taguemont, Laarba, Amrous et Ifouzathene.

**➤ Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique**

Tableau III.8: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Taguemont haut:

Heure	Arrivée au R9	Départ vers le R10	Départ Vers les 4 villages	Départ du R9	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	4,17	1,95	0,53	2,48	1,69	--	6,84
1-2	4,17	1,95	0,53	2,48	1,69	--	5,15
2-3	4,17	1,95	0,53	2,48	1,69	--	3,47
3-4	4,17	1,95	0,53	2,48	1,69	--	1,78
4-5	4,17	1,95	1,07	3,02	1,16	--	0,62
5-6	4,17	1,95	1,60	3,55	0,62	--	00
6-7	4,17	1,95	2,66	4,61	--	0,44	0,47
7-8	4,17	1,95	3,46	5,41	--	1,24	1,71
8-9	4,17	1,95	3,46	5,41	--	1,24	2,96
9-10	4,17	1,95	2,93	4,88	--	0,71	3,66
10-11	4,17	1,95	2,40	4,35	--	0,18	3,84
11-12	4,17	1,95	2,93	4,88	--	0,71	4,55
12-13	4,17	1,95	3,73	5,68	--	1,51	6,06
13-14	4,17	1,95	3,73	5,68	--	1,51	7,56
14-15	4,17	1,95	2,93	4,88	--	0,71	8,27
15-16	4,17	1,95	2,40	4,35	--	0,18	8,45
16-17	4,17	1,95	2,66	4,61	--	0,44	8,89
17-18	4,17	1,95	3,46	5,41	--	1,24	10,13
18-19	4,17	1,95	3,46	5,41	--	1,24	11,37
19-20	4,17	1,95	2,66	4,61	--	0,44	11,82
20-21	4,17	1,95	2,40	4,35	--	0,18	<b>11,99</b>
21-22	4,17	1,95	1,60	3,55	0,62	--	11,37
22-23	4,17	1,95	1,07	3,02	1,16	--	10,22
23-24	4,17	1,95	0,53	2,48	1,69	--	8,53
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>46,75%</b>	<b>53,25%</b>	<b>100%</b>	<b>11,99%</b>	<b>11,96%</b>	--

Le débit  $Q_{R9}$  arrivant à ce réservoir est  $Q_{R9} = 991,00 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{11,99 * 991,00}{100} \Rightarrow V_r = 119 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 119 + 120 \Rightarrow V_t = 239 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 250 \text{ m}^3$ .

**Remarque :**

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de **200 m<sup>3</sup>**, alors que le volume calculé est estimé à **239 m<sup>3</sup>**, donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un déficit de **39 m<sup>3</sup>**. Pour cela on recommande de projeter un réservoir jumelé de capacité **50 m<sup>3</sup>**, qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre en même temps.

**g). Réservoir Ighzer N'Chbel (R10):**

Le réservoir d'Ighzer N'Chbel, reçoit l'eau gravitairement par le réservoir de Taguemount haut et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable du village Ighzer N'Chbel.

➤ **Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique**

Tableau III.9: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ighzer N'Chbel :

Heure	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	1	3,17	--	12,85
1-2	4,17	1	3,17	--	9,68
2-3	4,17	1	3,17	--	6,51
3-4	4,17	1	3,17	--	3,34
4-5	4,17	2	2,17	--	1,17
5-6	4,17	3	1,17	--	00
6-7	4,17	5	--	0,83	0,91
7-8	4,17	6,5	--	2,33	3,24
8-9	4,17	6,5	--	2,33	5,57
9-10	4,17	5,5	--	1,33	6,90
10-11	4,17	4,5	--	0,33	7,23
11-12	4,17	5,5	--	1,33	8,56
12-13	4,17	7	--	2,83	11,39
13-14	4,17	7	--	2,83	14,22
14-15	4,17	5,5	--	1,33	15,55
15-16	4,17	4,5	--	0,33	15,88
16-17	4,17	5	--	0,83	16,71
17-18	4,17	6,5	--	2,33	19,04
18-19	4,17	6,5	--	2,33	21,37
19-20	4,17	5	--	0,83	22,20
20-21	4,17	4,5	--	0,33	<b>22,53</b>
21-22	4,17	3	1,17	--	21,36
22-23	4,17	2	2,17	--	19,19
23-24	4,17	1	3,17	--	16,02
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>		<b>11,96%</b>	--

Le débit  $Q_{R10}$  arrivant à ce réservoir est  $Q_{R10} = 463,10 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{22,53 * 463,10}{100} \Rightarrow V_r = 105 \text{ m}^3$

- La capacité totale sera :  $V_t = 105 + 120 \Rightarrow V_t = 225 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera :  $V_n = 250 \text{ m}^3$

**Remarque :**

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de  $100 \text{ m}^3$ , alors que le volume calculé est estimé à  $225 \text{ m}^3$ , donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un déficit de  $125 \text{ m}^3$ . Pour cela on recommande de projeter un réservoir jumelé de capacité  $150 \text{ m}^3$ , qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre en même temps.

**h). Réservoir Ihadriene (R7):**

Le réservoir d'Ihadriene, reçoit l'eau gravitairement par le réservoir de Taguemont Bas et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable des deux villages Ihadriene et Ighvirene.

➤ **Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique**

Tableau III.10: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ihadriene :

Heure	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	1	3,17	--	12,85
1-2	4,17	1	3,17	--	9,68
2-3	4,17	1	3,17	--	6,51
3-4	4,17	1	3,17	--	3,34
4-5	4,17	2	2,17	--	1,17
5-6	4,17	3	1,17	--	00
6-7	4,17	5	--	0,83	0,91
7-8	4,17	6,5	--	2,33	3,24
8-9	4,17	6,5	--	2,33	5,57
9-10	4,17	5,5	--	1,33	6,90
10-11	4,17	4,5	--	0,33	7,23
11-12	4,17	5,5	--	1,33	8,56
12-13	4,17	7	--	2,83	11,39
13-14	4,17	7	--	2,83	14,22
14-15	4,17	5,5	--	1,33	15,55
15-16	4,17	4,5	--	0,33	15,88
16-17	4,17	5	--	0,83	16,71
17-18	4,17	6,5	--	2,33	19,04
18-19	4,17	6,5	--	2,33	21,37
19-20	4,17	5	--	0,83	22,20
20-21	4,17	4,5	--	0,33	<b>22,53</b>
21-22	4,17	3	1,17	--	21,36
22-23	4,17	2	2,17	--	19,19
23-24	4,17	1	3,17	--	16,02
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>22,53%</b>	<b>22,46%</b>	--

Le débit  $Q_{R7}$  arrivant à ce réservoir est  $Q_{R7} = 408,67 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{22,53 * 408,67}{100} \Rightarrow V_r = 93 \text{ m}^3$

- La capacité totale sera :  $V_t = 93 + 120 \Rightarrow V_t = 213 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera :  $V_n = 250 \text{ m}^3$

**Remarque :**

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de **150 m<sup>3</sup>**, alors que le volume calculé est estimé à **213 m<sup>3</sup>**, donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un déficit de **63 m<sup>3</sup>**. Pour cela on recommande de projeter un réservoir jumelé de capacité **100 m<sup>3</sup>**, qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre en même temps.

**i). Réservoir Ighil N'Bil (R5):**

Le réservoir d'Ighil N'Bil, reçoit l'eau gravitairement par le réservoir de Tala N'Brahem et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable du village Ighil N'Bil.

**➤ Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique**

Tableau III.11: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ighil N'Bil :

Heure	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	1	3,17	--	12,85
1-2	4,17	1	3,17	--	9,68
2-3	4,17	1	3,17	--	6,51
3-4	4,17	1	3,17	--	3,34
4-5	4,17	2	2,17	--	1,17
5-6	4,17	3	1,17	--	00
6-7	4,17	5	--	0,83	0,91
7-8	4,17	6,5	--	2,33	3,24
8-9	4,17	6,5	--	2,33	5,57
9-10	4,17	5,5	--	1,33	6,90
10-11	4,17	4,5	--	0,33	7,23
11-12	4,17	5,5	--	1,33	8,56
12-13	4,17	7	--	2,83	11,39
13-14	4,17	7	--	2,83	14,22
14-15	4,17	5,5	--	1,33	15,55
15-16	4,17	4,5	--	0,33	15,88
16-17	4,17	5	--	0,83	16,71
17-18	4,17	6,5	--	2,33	19,04
18-19	4,17	6,5	--	2,33	21,37
19-20	4,17	5	--	0,83	22,20
20-21	4,17	4,5	--	0,33	<b>22,53</b>
21-22	4,17	3	1,17	--	21,36
22-23	4,17	2	2,17	--	19,19
23-24	4,17	1	3,17	--	16,02
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>22,53%</b>	<b>22,46%</b>	--

Le débit  $Q_{R5}$  arrivant à ce réservoir est  $Q_{R5} = 703,43 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{22,53 * 703,43}{100} \Rightarrow V_r = 159 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 159 + 120 \Rightarrow V_t = 279 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera :  $V_n = 300 \text{ m}^3$

**Remarque :**

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de  $100 \text{ m}^3$ , alors que le volume calculé est estimé à  $279 \text{ m}^3$ , donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un déficit de  $179 \text{ m}^3$ . Pour cela on recommande de projeter un réservoir jumelé de capacité  $200 \text{ m}^3$ , qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre en même temps.

**j). Réservoir Imrabten (R3):**

Le réservoir d'Imrabten, reçoit l'eau gravitairement par le réservoir de Tala N'Brahem et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable des villages Alma Besri, Ait Ali et Thiniri.

➤ **Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique**

Tableau III.12: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Imrabten:

Heure	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	1	3,17	--	12,85
1-2	4,17	1	3,17	--	9,68
2-3	4,17	1	3,17	--	6,51
3-4	4,17	1	3,17	--	3,34
4-5	4,17	2	2,17	--	1,17
5-6	4,17	3	1,17	--	00
6-7	4,17	5	--	0,83	0,91
7-8	4,17	6,5	--	2,33	3,24
8-9	4,17	6,5	--	2,33	5,57
9-10	4,17	5,5	--	1,33	6,90
10-11	4,17	4,5	--	0,33	7,23
11-12	4,17	5,5	--	1,33	8,56
12-13	4,17	7	--	2,83	11,39
13-14	4,17	7	--	2,83	14,22
14-15	4,17	5,5	--	1,33	15,55
15-16	4,17	4,5	--	0,33	15,88
16-17	4,17	5	--	0,83	16,71
17-18	4,17	6,5	--	2,33	19,04
18-19	4,17	6,5	--	2,33	21,37
19-20	4,17	5	--	0,83	22,20
20-21	4,17	4,5	--	0,33	<b>22,53</b>
21-22	4,17	3	1,17	--	21,36
22-23	4,17	2	2,17	--	19,19
23-24	4,17	1	3,17	--	16,02
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>22,53%</b>	<b>22,46%</b>	--

Le débit  $Q_{R4}$  arrivant à ce réservoir est  $Q_{R4} = 1352,96 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{22,53 * 703,43}{100} \Rightarrow V_r = 305 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 305 + 120 \Rightarrow V_t = 425 \text{ m}^3$

**Remarque :**

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de  $300 \text{ m}^3$ , alors que le volume calculé est estimé à  $425 \text{ m}^3$ , donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un déficit de  $125 \text{ m}^3$ . Pour cela on recommande de projeter un réservoir jumelé de capacité  $150 \text{ m}^3$ , qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre en même temps.

**k). Réservoir Iaskren (R4):**

Le réservoir d'Iaskren, reçoit l'eau gravitairement par la bache de la station de pompage N°2 et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable des villages Iaskren, Iouahianen et Ath-Moh-Ousliman.

➤ **Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique**

Tableau III.13: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Iaskren:

Heure	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	1	3,17	--	12,85
1-2	4,17	1	3,17	--	9,68
2-3	4,17	1	3,17	--	6,51
3-4	4,17	1	3,17	--	3,34
4-5	4,17	2	2,17	--	1,17
5-6	4,17	3	1,17	--	00
6-7	4,17	5	--	0,83	0,91
7-8	4,17	6,5	--	2,33	3,24
8-9	4,17	6,5	--	2,33	5,57
9-10	4,17	5,5	--	1,33	6,90
10-11	4,17	4,5	--	0,33	7,23
11-12	4,17	5,5	--	1,33	8,56
12-13	4,17	7	--	2,83	11,39
13-14	4,17	7	--	2,83	14,22
14-15	4,17	5,5	--	1,33	15,55
15-16	4,17	4,5	--	0,33	15,88
16-17	4,17	5	--	0,83	16,71
17-18	4,17	6,5	--	2,33	19,04
18-19	4,17	6,5	--	2,33	21,37
19-20	4,17	5	--	0,83	22,20
20-21	4,17	4,5	--	0,33	<b>22,53</b>
21-22	4,17	3	1,17	--	21,36
22-23	4,17	2	2,17	--	19,19
23-24	4,17	1	3,17	--	16,02
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>22,53%</b>	<b>22,46%</b>	--

Le débit  $Q_{R3}$  arrivant à ce réservoir est  $Q_{R3} = 1057,83 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{22,53 * 1057,83}{100} \Rightarrow V_r = 239 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 239 + 120 \Rightarrow V_t = 359 \text{ m}^3$

**Remarque :**

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de  $300\text{m}^3$ , alors que le volume calculé est estimé à  $359\text{m}^3$  donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un déficit de  $59\text{m}^3$ . Pour cela on recommande de projeter un réservoir jumelé de capacité  $100\text{m}^3$ , qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre en même temps.

**Les volumes trouvés sont portés sur le tableau suivant:**

Tableau III.14: Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux à projeté :

Réservoirs	$Q_{\max,j}$	$a$	$V_{\text{inc}}$	$V_{\text{total}}$	Capacité réservoir existant	Volume normalise du réservoir a projeté	Côte
	( $\text{m}^3/\text{j}$ )	(%)	( $\text{m}^3$ )	( $\text{m}^3$ )	( $\text{m}^3$ )	( $\text{m}^3$ )	(m N.G.A)
R <sub>Tmh</sub>	4759,18	16,64	--	792	--	800	953
R <sub>1</sub>	2860,41	4,60	120	252	200	100	887,50
R <sub>2</sub>	2278,40	2,01	120	166	200	--	682
R <sub>3</sub>	1057,83	22,53	120	359	300	100	653
R <sub>4</sub>	1352,96	22,53	120	425	300	150	655
R <sub>5</sub>	703,43	22,53	120	279	100	200	666
R <sub>6</sub>	1987,2	1,79	120	156	300	--	927
R <sub>7</sub>	408,67	22,53	120	213	150	100	713
R <sub>8</sub>	843,26	11,63	120	219	200	100	750
R <sub>9</sub>	991,00	11,99	120	239	200	100	866
R <sub>10</sub>	463,10	22,53	120	225	100	150	800

**III.8.5. Forme des réservoirs :**

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à  $10\,000\text{m}^3$ , ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres, Leurs dimensions seront déterminées comme suit:

➤ **Le diamètre D de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad \text{(III.6)}$$

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;

$S$  : section du réservoir ( $\text{m}^2$ ) ;

$D$  : diamètre de la cuve (m) ;

$h$  : hauteur utile optimale d'eau (m),

➤ **Réévaluation de la hauteur d'eau h :**

On calcule le diamètre de la cuve comme suit :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (III.7)$$

➤ **La section de la cuve :**

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (III.8)$$

➤ **La hauteur totale H du réservoir :**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule:

$$H = h + R \quad (III.9)$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (m), qui varie de 0.25 à 1m

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

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (III.10)$$

$h_{inc}$  : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

**Remarque :**

-Tous les réservoirs terminaux projetés sont des réservoirs jumelés (sauf le réservoir de tête de Mahbane haut) ;

-La réserve d'incendie dans chaque réservoir projeté est assurée par le réservoir existant sauf pour R5 et R10.

Les dimensions des différents réservoirs terminaux sont portées dans le tableau suivant:

Tableau III.15: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux

Réservoirs	Volume	D	S	h	$h_{inc}$	R	H
	(m <sup>3</sup> )	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)
R <sub>Tmh</sub>	800	15	176,63	4,53	--	0,47	5,00
R <sub>1</sub>	100	6	28,26	3,54	--	0,46	4,00
R <sub>4</sub>	100	6	28,26	3,54	--	0,46	4,00
R <sub>3</sub>	150	7	38,47	3,90	--	0,60	4,50
R <sub>5</sub>	200	8	50,24	3,98	2,39	0,52	4,50
R <sub>7</sub>	100	6	28,26	3,54	--	0,46	4,00
R <sub>8</sub>	100	6	28,26	3,54	--	0,46	4,00
R <sub>9</sub>	100	6	28,26	3,54	--	0,46	4,00
R <sub>10</sub>	150	7	38,47	3,90	3,12	0,60	4,50

Les dimensions des bâches de reprise sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau III.16: Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise

Bâche de reprise	Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	R (m)	H (m)
SP 1	1000	16	200,96	4,98	0,52	5,5
SP 2	200	8	50,24	3,98	0,52	4,50

### Conclusion :

Le débit destiné à l'alimentation de la région d'étude, sera transféré par le biais de plusieurs réservoirs répartis sur l'ensemble de la région.

Deux stations de pompes projetées **SP1** et **SP2** équipée chacune d'elle d'un réservoir de transit **Rsp1** et **Rsp2** implantée respectivement sur des côtes de 453,00m N.G.A. et 703 m N.G.A. Avec une capacité de 1000 m<sup>3</sup> et 200 m<sup>3</sup>.

-Un réservoir de transit **Rtmh** projeté a une cote de 953 m.N.G.A. d'une capacité de 800 m<sup>3</sup>.

-Un réservoir de transit et de stockage **R1** projeté a une cote de 924 m.N.G.A, d'une capacité de 100 m<sup>3</sup> jumelé au réservoir de Mahbane existant (200 m<sup>3</sup>).

-Un réservoir de stockage **R4** projeté a une cote de 653 m.N.G.A, d'une capacité de 100 m<sup>3</sup> jumelé au réservoir d'Iaskrene existant (300 m<sup>3</sup>).

-Un réservoir de stockage **R3** projeté a une cote de 784 m.N.G.A, d'une capacité de 150 m<sup>3</sup> jumelé au réservoir Imrabten existant (300 m<sup>3</sup>).

-Un réservoir de stockage **R5** projeté a une cote de 661 m.N.G.A, d'une capacité de 200 m<sup>3</sup> jumelé au réservoir d'Ighil N'Bil existant (100 m<sup>3</sup>).

-Un réservoir de transit et de stockage **R9** projeté a une cote de 866 m.N.G.A, d'une capacité de 100 m<sup>3</sup> jumelé avec le réservoir de Taguemount haut existant (200 m<sup>3</sup>).

-Un réservoir de transit et de stockage **R8** projeté a une cote de 750 m.N.G.A, d'une capacité de 100 m<sup>3</sup> jumelé au réservoir de Taguemount bas existant (200 m<sup>3</sup>).

-Un réservoir de stockage **R7** projeté a une cote de 713 m.N.G.A, d'une capacité de 100 m<sup>3</sup> jumelé au réservoir d'Ihadriene existant (150 m<sup>3</sup>).

-Un réservoir de stockage **R10** projeté a une cote de 800 m.N.G.A, d'une capacité de 150 m<sup>3</sup> jumelé au réservoir d'Ighzer N'Chbel existant (100 m<sup>3</sup>).

- Tandis que les réservoirs de transit et de stockage existants de Thala N'Brahem(**R2**) et Iavjlilene(**R6**) d'une capacité respective de 200 m<sup>3</sup> et 300 m<sup>3</sup> peuvent répondre suffisamment aux besoins de leurs populations, donc il est inutile de projeter d'autres réservoirs.

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités à l'horizon d'étude 2040.

**Introduction :**

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

**IV.1. Les conduites d'adduction :****IV.1.1. Généralité :**

Les conduites d'adduction assurent un service permanent et leur arrêt perturbe la distribution. Les réparations doivent être aussi rares et rapides que possible. L'accès aux ouvrages divers doit être aisé : le maintien de voies de circulation le long des adductions est utile.

Au minimum, une servitude de passage doit être prévue, mais l'achat du terrain d'assiette de la conduite et d'une voie de circulation est nécessaire pour les adductions importantes.

Certaines adductions peuvent parfois être très longues (jusqu'à 300km) et comporter un refoulement avec un réservoir de tête pour la partie gravitaire ou au contraire comprendre une ou plusieurs reprises par pompage. [6]

**IV.1.2. Types d'adduction :**

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

**IV.1.2.1. Adduction gravitaire :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. [4]

**IV.1.2.2. Adduction par refoulement :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.[4]

**IV.1.2.3. Adduction mixte :**

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. [4]

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire-refoulement).

## IV.2. Choix du tracé : [1]

Pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

- ✓ Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques ;
- ✓ Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer ;
- ✓ Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation ;
- ✓ Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible ;
- ✓ Choisir un terrain stable le long du tracé ;

Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux.

## IV.3. Choix de type de canalisation :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

**-Sur le plan technique :** cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- Diamètre et pression de service ;
- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

**-Sur le plan économique :** cette faisabilité dépend essentiellement :

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

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

**1- Métalliques :** fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable;

**2- A base de ciment :** béton armé, amiante-ciment, béton précontraint;

**3- En matière thermoplastiques :** chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

Les plus utilisés sont décrits dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.

Pression nominale selon le diamètre de la conduite (mm)	Longueur courante de la conduite	Avantages	Inconvénients
<b>Acier</b>			
60bars → $\varphi < 150$ 50bars → $150 < \varphi < 270$ 40bars → $275 < \varphi < 400$	6 - 16 m	-Bonne étanchéité. -Découpable et soudable. -Cintrable selon la demande. -Résistance à des pressions élevées. - Disponible sur marché. -Plus léger que la fonte ductile. - Par son élasticité s'adapte aux reliefs plus aux moins accidentés.	-Sensibilité à la corrosion externe et interne (nécessite un revêtement intérieur et extérieur par enduit au bitume par exemple). -Durée de vie courte 20 ans
<b>Fonte ductile</b>			
50 bars → $\varphi < 600$ 40bars → $\varphi > 600$	6m : $\varphi < 800$ 7m : $\varphi > 800$	-Résistance aux pressions élevées. -Longévité importante (50ans). -Disponibilité des pièces spéciales en fonte.	-Sensible à la surcharge. -Non disponible sur le marché. -Sensible à la corrosion. -Lourde et très onéreuse.
<b>Chlorure de polyvinyle (P.V.C.)</b>			
Petits diamètres PN maximale PN 20	4-6m	-5 à 8 fois plus léger que les tubes traditionnels (acier et fonte). -Faible rugosité. -Bonne résistance chimique (pas de corrosion ni entartrage). -La pose facile des conduites.	-Risque de rupture. -Utilisé le plus souvent pour des petits diamètres.
<b>Poly Ethylène a Haute Densité (P.E.H.D.)</b>			
PN maximale PN 25	6-12m pour des diamètres qui varient entre 160-400mm	- Faible rugosité qui se maintient au long des années. - Bonnes caractéristiques hydrauliques. - Montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats. -Répond parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites. - plus souple et moins cher - Résistance aux rayons U-violet.	Pression de service limitée.

Le raccordement des tuyaux en polyéthylène peut être un:

- ❖ Raccordement par accessoires à compressions ;
- ❖ Raccordement par accessoires électro-soudables ;
- ❖ Raccordement bout à bout.

Le premier type de raccordement est préconisé pour les petits diamètres, jusqu'au 90mm maximum.

Le second système est plus fiable à l'heure actuelle, par rapport à tous les autres types de raccordement existants, il est très recommandé.

En effet, selon les statistiques mondiales, ce système assure «zéro fuite».

Pour le troisième raccordement il ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90mm.



Figure IV.1 : Accessoires de raccordement bout à bout.



Figure IV.2 : Accessoires de raccordement d'électro soudage.

Avant de passer au dimensionnement de ces conduites il est important de connaître le type de sol dans le quel ces dernières seront enterrées. Dans la zone d'étude le sol est agressif (d'après la Subdivision de l'hydraulique de Boghni w.Tizi-Ouzou) et le terrain est accidenté.

Afin de lutter contre cette agressivité, on opte pour l'utilisation de :

➤ la fonte ductile, pour l'adduction principale, étant donné que celle-ci résiste parfaitement à la corrosion et aux pressions élevées ;

➤ le PEHD pour l'adduction Secondaire, étant donné :

-qu'elles résistent aux contraintes (chocs, écrasements, déplacement de terrain,..)

-elles sont plus longues que les conduites en fonte ou en acier, ce qui diminue le nombre des raccordements et rend la pose plus rapide.

-facilité d'entretien.

## IV.4. Etude de l'adduction principale :

### IV.4.1. Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de (s) station(s) de pompage.

Notre projet d'étude consistera à raccorder les secteurs d'Ath-Mendes et d'Ath-Kouffi à partir de la conduite de transfert reliant le barrage Koudiet Acerdoune et le flanc sud de la wilaya de Tizi-Ouzou, sans tenir compte des débits des sources.

La chaîne à projeter est composée d'une partie refoulement pour transférer le débit calculé à partir du point de piquage (342,66 m N.G.A. ; CP =468,81 m N.G.A.) jusqu'au réservoir de tête de Mahbane haut projeté à une côte de 953 m N.G.A.

#### IV.4.1.1. Proposition de variantes :

Avant de se lancer dans la proposition des variantes, nous signalons que le tracé de la conduite est imposé par faute de données (absence d'un levé topographique complet de la zone d'étude et que les variantes sont émises en jouant sur les côtes d'implantation des stations de pompage sur le tracé imposé (schéma directeur de l'adduction réalisé par le bureau d'étude M.N. HYDRO).

##### a) Variante N<sup>o</sup>1 :

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué d'une partie gravitaire et une autre par refoulement, qui est également constituée de deux (02) stations de pompage. La première est située dans le village d'Ath-Mouh-Ouslimane à une côte de 453 mNGA et la deuxième est située dans le village Iaskren à une côte de 703 mNGA pour refouler l'eau au réservoir de tête de Mahbane haut projeté à une côte de 953 m N.G.A

➤ La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers la bâche de la deuxième station de pompage (SP2) par l'intermédiaire d'une conduite de 1488,4 m de longueur à une hauteur d'environ 256 m.

➤ la deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau au réservoir de tête de Mahbane haut, par l'intermédiaire d'une conduite de 2686,3m de longueur (figure IV.3).

##### b) Variante N<sup>o</sup>2 :

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de trois (03) stations de pompage la première est située dans le village d'Ath-Mouh-Ouslimane à une côte de 451 mNGA, la deuxième sise à une côte de 619 mNGA et le troisième à une côte de 786mNGA pour refouler l'eau au réservoir de tête de Mahbane haut projeté à une cote de 953 m NGA,

➤ La première station de pompage (SP1) refoule l'eau vers la bâche de la deuxième station de pompage (SP2) par l'intermédiaire d'une conduite de 1020,3 m de longueur à une hauteur d'environ 172m.

➤ la deuxième station de pompage (SP2) refoule l'eau vers la bâche de la troisième station de pompage (SP3) par l'intermédiaire d'une conduite de 1534,6 m de longueur à une hauteur d'environ 172m.

➤ la troisième station de pompage(SP3) refoule l'eau au réservoir de tête de Mahbane haut, par l'intermédiaire d'une conduite de 1619,8 m de longueur (figure IV.4).

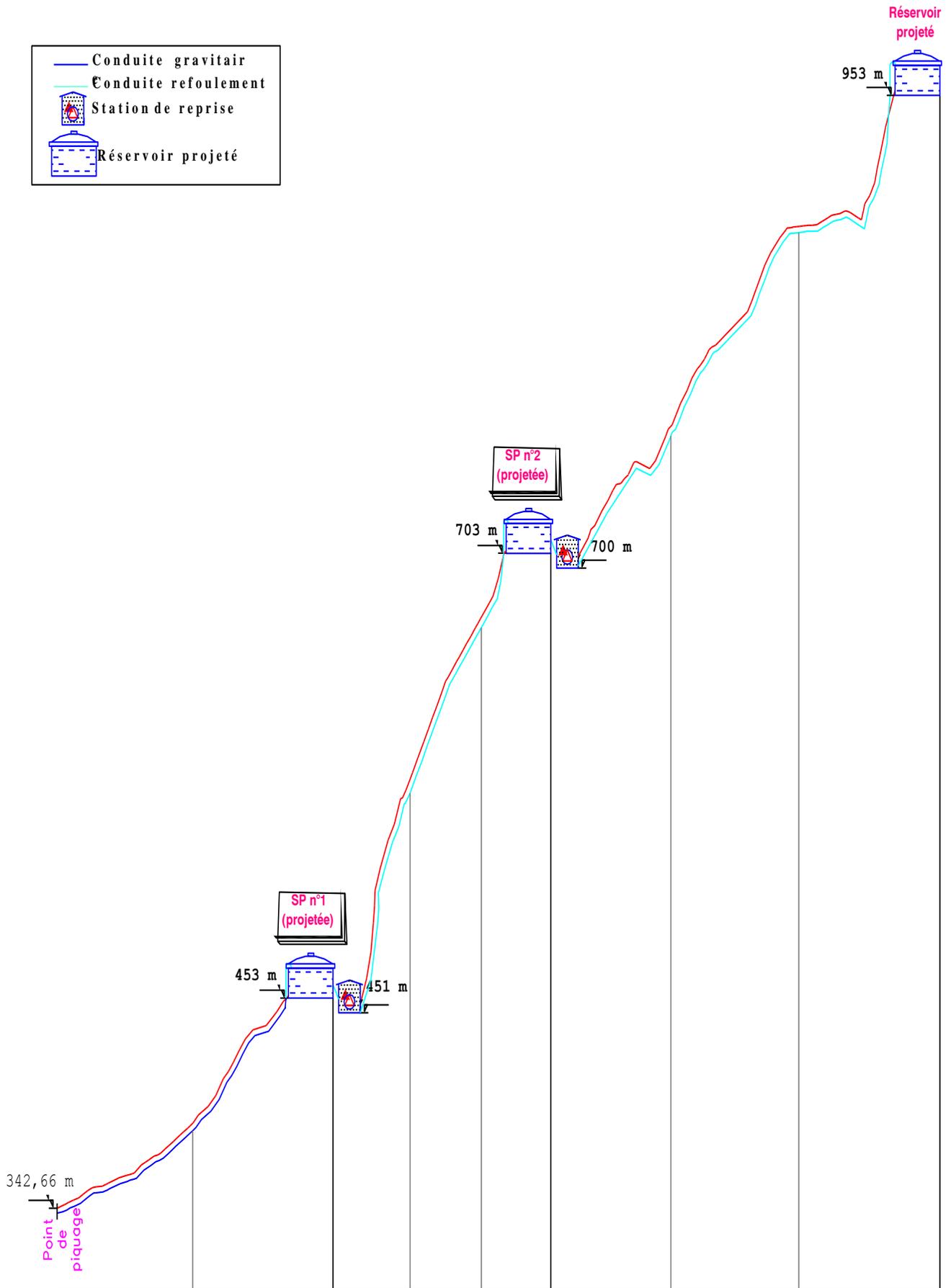


Figure IV.3. : Schéma vertical de la variante N° 1 (Deux stations de pompage)

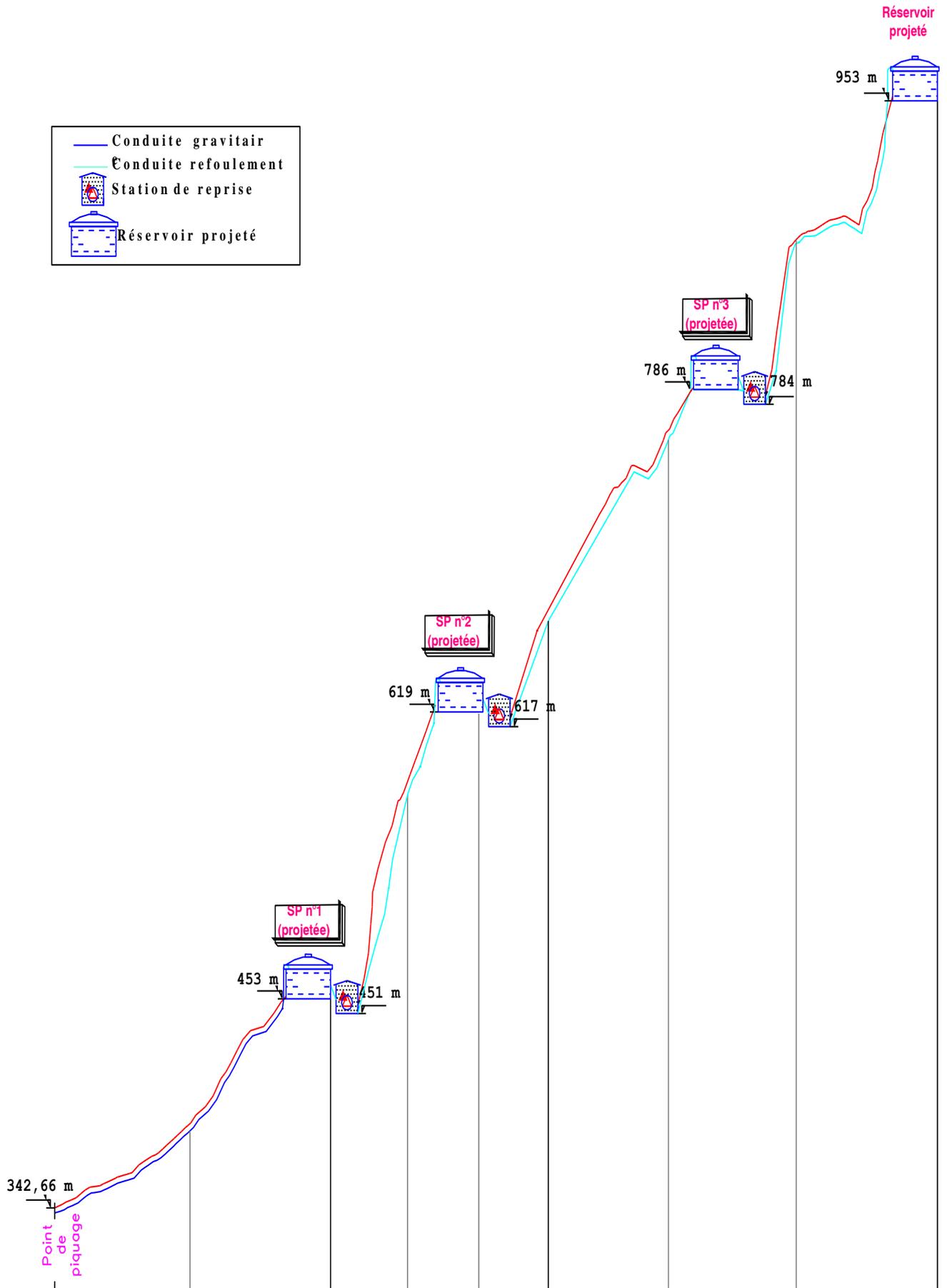


Figure IV.4. : Schéma vertical de la variante N° 2 (trois stations de reprise)

**IV.4.1.2. Analyse et choix de la variante :**

La première variante prévoit deux stations de pompage pour élever l'eau à une hauteur totale de 500 m, la deuxième variante prévoit trois stations de pompage, le choix de la variante définitive reste après le calcul des frais d'exploitation et d'amortissement des deux variantes.

**Remarque :**

Vu la nécessité de la détermination des frais totaux d'exploitation et d'amortissement, on est obligé de dimensionner selon les deux variantes.

**IV.4.2. Dimensionnement de l'adduction principale pour les deux variantes :****IV.4.2.1. Méthode de calcul : [4] [5]****a) Cas gravitaire :**

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV.1)$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m);

$K'$  : Coefficient de perte de charge ;

$L_e$  : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_e} \quad (IV.2)$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

$L_{e_e}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g \quad (IV.3)$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite ( $m^3/s$ ) ;

$D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont donnés dans le tableau IV.2

Tableau IV.2 : Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types de tuyau :

Tuyau	$K'$	$m$	$\beta$
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (IV.4)$$

**b) Cas de refoulement :**

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes:

**-Formule de BRESS :**

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{IV.5})$$

**-Formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.6})$$

Q: débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

**Remarque :**

La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km)

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

**❖ Calcul des pertes de charge :****➤ Pertes de charge linéaires :**

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

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

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{IV.7})$$

λ : coefficient de frottement ;

V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

ΔH<sub>l</sub>: Pertes de charge linéaires en (m) ;

I: gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient λ est obtenu par la formule de Nikuradzé suivante:

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{IV.8})$$

K<sub>s</sub>: rugosité absolue de la conduite ;

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

K<sub>0</sub>: rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT»

α = 0,04 mm/an

T: temps de service, T=29 ans.

Alors, K<sub>s</sub> = 0,8 + 0,04 \* 29 = 1,96mm.

➤ **Pertes de charge singulières :**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,....), Pour le dimensionnement des adductions hydrauliquement longues les singularités sont estimées entre 10% et 15 % des pertes de charge linéaires.

Pour notre cas on prendra :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (IV.10)$$

➤ **Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ ) :**

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l$$

❖ **Calcul de la hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mCL) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement, donnée par la relation suivante :

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (IV.11)$$

Hg: la hauteur géométrique ;

$\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration ;

$\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement.

❖ **Puissance absorbée par la pompe :**

C'est la puissance fournie à pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (IV.12)$$

$\eta$ : rendement de la pompe en (%) ( $\eta=82\%$ )

Q: débit refoulé par la pompe en ( $m^3/s$ )

g: pesanteur ( $9.81 m/s^2$ ).

❖ **Energie consommée par la pompe :**

$$E = P * t * 3665 \text{ [Kwh]} \quad (IV.13)$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas  $t=20h$

P: puissance de la pompe en (kW)

❖ **Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (IV.14)$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONEGAS. ( $e=4,67DA$ )

❖ **Frais d'amortissement :**

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (IV.15)$$

$P_{rc}$ : prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (IV.16)$$

i: Taux d'annuité annuel,  $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement,  $n = 29$  ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{29} - 1} + 0,08 = 0,08962 = 8,962 \%$$

**IV.4.2.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire (point de piquage-SP1) :**

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la côte piézométriques au point de piquage est de **468,81 mNGA**, on procède par un tâtonnement, tel que :

- On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible entre le point de piquage et la première station de reprise projetée ;
- On donne une côte piézométrique à la première station de reprise projetée;
- On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule (IV.4) ;
- On choisit la côte nous donnant un diamètre normalisé.

$l_G=2023,74m$  Donc :  $L_e=2327,29m$

$Q_{max,j}=5817,01m^3/j$  soit  $Q= 0,06733 m^3/s$

$\Delta H_t = C_{P_{point\ de\ piquage}} - C_{PSP1}$  donc  $\Delta H_t = 10,81m$

Pour la fonte ductile on a :  $K'=0,001735$ ,  $m=5,3$ ,  $\beta=2$ .

**A.N :**

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 2327,3 * 0,06733^2}{10,81}} = 0,2999m$$

Donc notre diamètre normalisé est  **$D_{normalisé}=300\ mm$**

**-La vitesse d'écoulement :**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad (IV.17)$$

Ainsi:  $V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m<sup>3</sup>/s) ;

S : section de la canalisation (m<sup>2</sup>) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

A.N:

$$V = \frac{4 * 6,733 * 10^{-2}}{3,14 * 0,3^2} \Rightarrow V = 0,95 \text{ m/s}$$

**-Les frais d'investissement**

Les frais d'investissement du tronçon point de piquage - bache de la SP1 figurent dans le tableau IV.3.

Tableau IV.3. : Frais d'investissement du tronçon point de piquage - bache de la SP1

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Amortissement annuel	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
300	4455,52	2023,74	9016814,045	0,08962	808086,88

**Conclusion:**

Avec un diamètre **D<sub>N</sub> = 300mm**, la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire (**V= 0,95 m/s**) est admissible.

Ainsi à bache de la station de reprise N°1 doit être implantée d'une manière à ce que sa côte piézométrique soit de **458 mNGA**.

**IV.4.2.3. Dimensionnement de l'adduction par refoulement :**

**IV.4.2.3.1. Détermination des diamètres économiques pour la Variante N°1 :**

On a toutes les longueurs des conduites de refoulement supérieures à 1 Km  
Donc le calcul du diamètre économique se fait à base de la formule de BONNIN(IV.6).

**a)Refoulement : SP1 - bache de la SP2 :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :  $Q_{max,j} = 5817,01 \text{ m}^3/j$   
 $L = 1488,4 \text{ m}$   
 $H_g = 250 \text{ m}$

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP1) est calculé comme suit :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600} \quad (IV.18)$$

$Q_{exp}$  : Débit d'exploitation ( $m^3/s$ ) ;

$Q_{max,j}$  : Débit maximum journalier ( $m^3/j$ ) ;  $Q_{max,j} = 5817,01 m^3/j$

$t$  : Durée de fonctionnement de la station par jour,  $t = 20 h$ .

A.N :

$$Q_{exp} = \frac{5817,01}{20 * 3600} = 0,0808 m^3/s$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la (IV.6)

A.N :

$$D = \sqrt{0,0808} = 0,284m \text{ Donc } D=284mm$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux IV.4, IV.5, IV.6, IV.7 :

Tableau IV.4: calcul de la HMT du tronçon SP1 - bache de la SP2

Diamètre en (mm)	V (m/s)	$\Lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg(m)	HMT (m)
150	4,57	0,04215686	0,29977564	1488,4	513,11	250	763,11
200	2,57	0,03817947	0,06442646	1488,4	110,28	250	360,28
250	1,65	0,03546958	0,01961284	1488,4	33,57	250	283,57
300	1,14	0,03346401	0,00743629	1488,4	12,73	250	262,73
350	0,84	0,03189812	0,00327951	1488,4	5,61	250	255,61
400	0,64	0,03062884	0,00161516	1488,4	2,77	250	252,76
450	0,51	0,02957111	0,00086535	1488,4	1,48	250	251,48

Tableau IV.5:calcul de frais d'exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
150	737,659461	5384914,06	25147548,67
200	348,258793	2542289,19	11872490,52
250	274,111705	2001015,45	9344742,13
300	253,964801	1853943,05	8657914,03
350	247,087144	1803736,15	8423447,82
400	244,333361	1783633,53	8329568,60
450	243,092746	1774577,05	8287274,81

Tableau IV.6: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 - bête de la SP2

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	2592,59	1488,4	3858810,96	345826,638
200	3137,08	1488,4	4669229,87	418456,381
250	3749,3	1488,4	5580458,12	500120,657
300	4455,52	1488,4	6631595,97	594323,631
350	5249,74	1488,4	7813713,02	700264,96
400	6125,96	1488,4	9117878,86	817144,304
450	7113,18	1488,4	10587257,11	948829,982

Tableau IV.7: bilan du tronçon SP1 - bête de la SP2

Diamètre en (mm)	F <sub>exploit</sub> (DA)	F <sub>investissement</sub> (DA)	Bilan(DA)
150	25147548,67	345826,64	25493375,31
200	11872490,52	418456,38	12290946,90
250	9344742,13	500120,66	9844862,79
300	8657914,03	594323,63	9252237,66
350	8423447,82	700264,96	9123712,78
400	8329568,60	817144,30	9146712,91
450	8287274,81	948829,98	9236104,79

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure IV.5 :

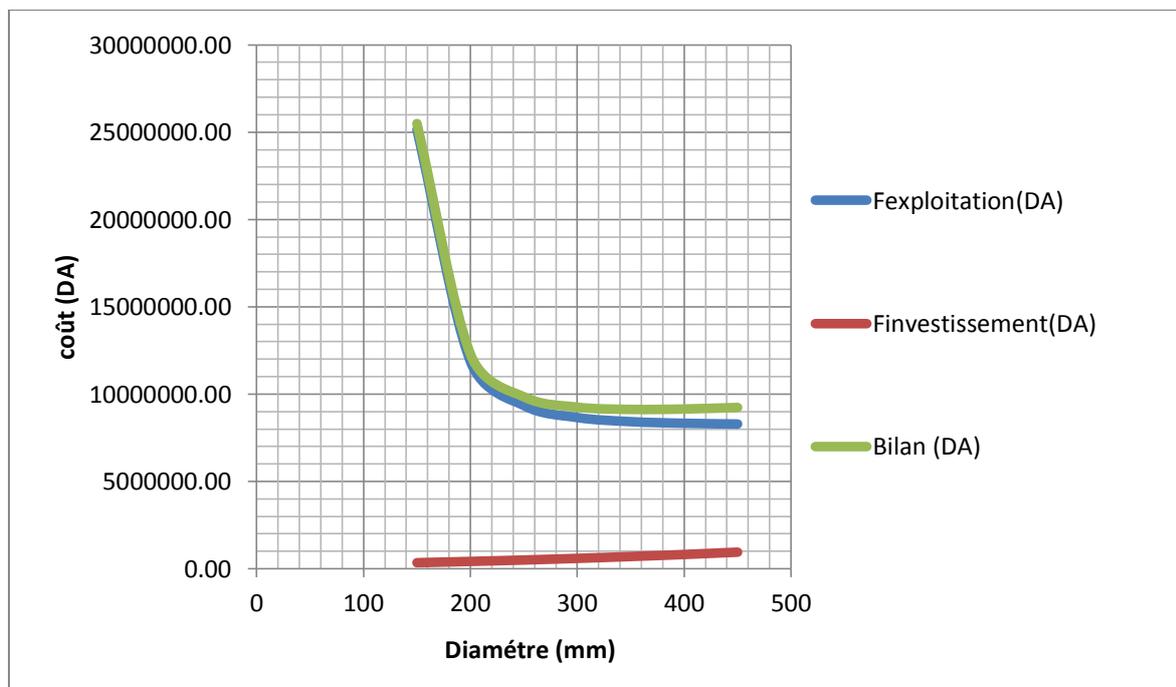


Figure IV.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 - bête de la SP2

**Conclusion :**

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : **D=350mm** avec une vitesse d'écoulement de V=0.84 m/s.

**b) Refoulement : SP2 – Réservoir de tête Mahbane haut (projeté) :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :  $Q_{SP2}$

$$L = 2686,3 \text{ m}$$

$$H_g = 250 \text{ m}$$

La station de pompage (SP2) est appelée à refouler  $Q_{SP2}$ , qui est donné par la relation suivante :

$$Q_{SP2} = Q_{SP1} - Q_{iia}$$

Avec :

$Q_{SP2}$  : Débit d'exploitation de la deuxième station de pompage ( $m^3/s$ ) ;

$Q_{SP1}$  : Débit d'exploitation de la première station de pompage ( $m^3/s$ ) ;

$Q_{iia}$  : la somme des Débits maximum journalier des villages :

-Iaskrene ( $Q = 4,94 * 10^{-3} m^3/s$ );

-Iouahianene ( $Q = 4,76 * 10^{-3} m^3/s$ );

-Ath -Moh-Ouslimane ( $Q = 2,55 * 10^{-3} m^3/s$ );

Donc:  $Q_{iia} = 1,225 * 10^{-2} m^3/s$

A.N:

$$Q_{SP2} = 0,0808 - 1,225 * 10^{-2} = 0,06855 m^3/s$$

$$Q_{SP2} = 0,06855 m^3/s$$

$$D = \sqrt{0,06855} = 0,262m$$

$$\text{Donc } D = 262mm$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux IV.8, IV.9, IV.10, IV.11 :

Tableau IV.8: calcul de la HMT du tronçon SP2 – Réservoir de tête Mahbane haut:

Diamètre en (mm)	V (m/s)	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg(m)	HMT (m)
150	3,88	0,04215686	0,21576874	2686,3	666,56	250	916,56
200	2,18	0,03817947	0,04637207	2686,3	143,25	250	393,25
250	1,39	0,03546958	0,01411668	2686,3	43,61	250	293,61
300	0,97	0,03346401	0,0053524	2686,3	16,54	250	266,53
350	0,71	0,03189812	0,00236049	2686,3	7,29	250	257,29
400	0,55	0,03062884	0,00116254	2686,3	3,59	250	253,59
450	0,43	0,02957111	0,00062285	2686,3	1,92	250	251,92

Tableau IV.9: calcul de frais d'exploitation du tronçon SP2 – Réservoir de tête Mahbane haut :

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
150	751,66565	5487159,22	25625033,56
200	322,50505	2354286,885	10994519,75
250	240,78714	1757746,148	8208674,51
300	218,58313	1595656,857	7451717,52
350	211,00323	1540323,564	7193311,04
400	207,96827	1518168,36	7089846,24
450	206,60098	1508187,158	7043234,03

Tableau IV.10: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2 – Réservoir de tête Mahbane haut:

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	2592,59	2686,3	6964474,52	624156,21
200	3137,08	2686,3	8427138,00	755240,11
250	3749,3	2686,3	10071744,59	902629,75
300	4455,52	2686,3	11968863,38	1072649,54
350	5249,74	2686,3	14102376,56	1263854,99
400	6125,96	2686,3	16456166,35	1474801,63
450	7113,18	2686,3	19108135,43	1712471,10

Tableau IV.11: bilan du tronçon SP2 – Réservoir de tête Mahbane haut :

Diamètre en (mm)	F <sub>exploit</sub> (DA)	F <sub>investissement</sub> (DA)	Bilan(DA)
150	25625033,6	624156,2062	26249189,76
200	10994519,8	755240,1079	11749759,86
250	8208674,51	902629,7502	9111304,26
300	7451717,52	1072649,536	8524367,06
350	7193311,04	1263854,987	8457166,03
400	7089846,24	1474801,628	8564647,87
450	7043234,03	1712471,098	8755705,12

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure IV.6 :

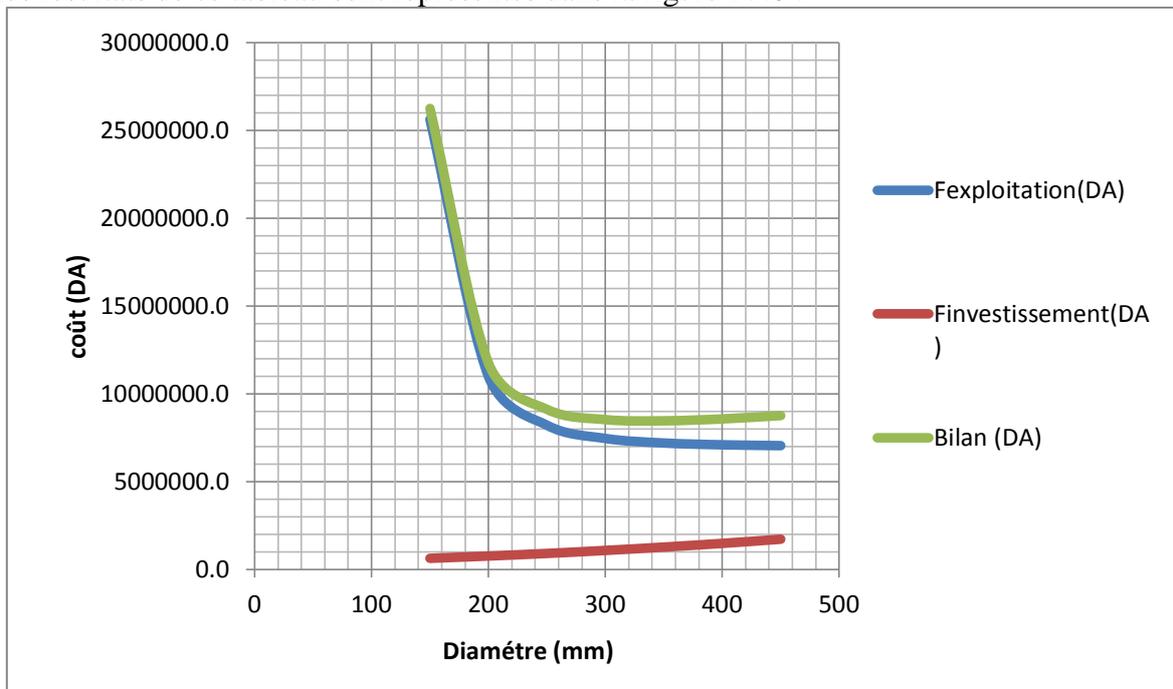


Figure IV.6 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2 – Réservoir de tête Mahbane haut

**Conclusion :**

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : **D=350mm** avec une vitesse d'écoulement de V=0.71 m/s.

**IV.4.2.3.2. Détermination des diamètres économiques pour la Variante N°02 :**

On a toutes les longueurs des conduites de refoulement supérieures à 1 Km  
 Donc le calcul du diamètre économique se fait à base de la formule (IV.6).

**a) Refoulement : SP1 - bache de la SP2 :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :  $Q_{max,J} = 5817,01 \text{ m}^3/j$

$$L = 1020,3 \text{ m}$$

$$H_g = 166 \text{ m}$$

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP1) est calculé à base de la formule (IV.18) :

**A.N :**

$$Q_{exp} = \frac{5817,01}{20 * 3600} = 0,0808 \text{ m}^3/s$$

$$D = \sqrt{0,0808} = 0,284m \quad \text{Donc } \mathbf{D=284mm}$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux IV.12, IV.13, IV.14, IV.15 :

Tableau IV.12: calcul de la HMT du tronçon SP1 - bache de la SP2

Diamètre en (mm)	V (m/s)	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg(m)	HMT (m)
150	4,57	0,04215686	0,29977564	1020,3	351,74	166	517,74
200	2,57	0,03817947	0,06442646	1020,3	75,59	166	241,59
250	1,65	0,03546958	0,01961284	1020,3	23,01	166	189,01
300	1,14	0,03346401	0,00743629	1020,3	8,73	166	174,73
350	0,84	0,03189812	0,00327951	1020,3	3,85	166	169,85
400	0,64	0,03062884	0,00161516	1020,3	1,90	166	167,90
450	0,51	0,02957111	0,00086535	1020,3	1,02	166	167,02

Tableau IV.13: calcul de frais d'exploitation du tronçon SP1 - bache de la SP2

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
150	500,470449	3653434,28	17061538,08
200	233,535821	1704811,49	7961469,66
250	182,707902	1333767,68	6228695,09
300	168,897175	1232949,38	5757873,59
350	164,182533	1198532,49	5597146,72
400	162,294811	1184752,12	5532792,40
450	161,444368	1178543,89	5503799,96

Tableau IV.14 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1 - bête de la SP2

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	2592,59	1020,3	2645219,58	237064,58
200	3137,08	1020,3	3200762,72	286852,36
250	3749,3	1020,3	3825410,79	342833,31
300	4455,52	1020,3	4545967,06	407409,57
350	5249,74	1020,3	5356309,72	480032,48
400	6125,96	1020,3	6250316,99	560153,41
450	7113,18	1020,3	7257577,55	650424,10

Tableau IV.15 : bilan du tronçon SP1 - bête de la SP2

Diamètre en (mm)	F <sub>exploit</sub> (DA)	F <sub>investissement</sub> (DA)	Bilan(DA)
150	17061538,08	237064,58	17298602,66
200	7961469,66	286852,36	8248322,02
250	6228695,09	342833,31	6571528,40
300	5757873,59	407409,57	6165283,16
350	5597146,72	480032,48	6077179,20
400	5532792,40	560153,41	6092945,81
450	5503799,96	650424,10	6154224,06

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure IV.7 :

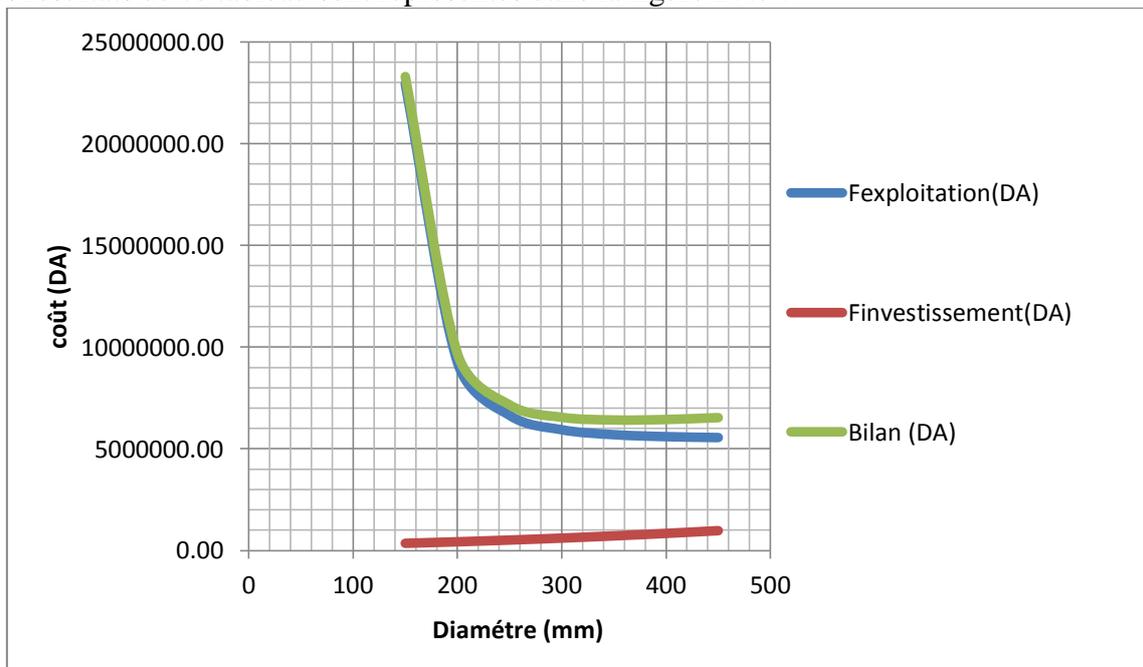


Figure IV.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP1 - bête de la SP2

**Conclusion :**

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : **D=350mm** avec une vitesse d'écoulement de V=0.84 m/s.

**b) Refoulement : SP2 - bête de la SP3 :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :  $Q_{\max, J} = 5817,01 \text{ m}^3/\text{j}$

$$L = 1534,6 \text{ m}$$

$$H_g = 167 \text{ m}$$

La station de pompage (SP2) est appelée à refouler tout le débit qu'elle reçoit de la station de pompage (SP1) alors son débit d'exploitation est le même que celui de cette dernière :  $Q_{exp, SP2} = 8,08 * 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ .

Ainsi le diamètre de la conduite moyennant la relation (IV.6) est de : Donc **D=284mm**

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux IV.16, IV.17, IV.18, IV.19 :

Tableau IV.16: calcul de la HMT du tronçon SP2 - bête de la SP3

Diamètre en (mm)	V (m/s)	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
150	4,57	0,04215686	0,29977564	1534,6	529,04	167	696,04
200	2,57	0,03817947	0,06442646	1534,6	113,70	167	280,70
250	1,65	0,03546958	0,01961284	1534,6	34,61	167	201,61
300	1,14	0,03346401	0,00743629	1534,6	13,12	167	180,12
350	0,84	0,03189812	0,00327951	1534,6	5,79	167	172,79
400	0,64	0,03062884	0,00161516	1534,6	2,85	167	169,85
450	0,51	0,02957111	0,00086535	1534,6	1,53	167	168,53

Tableau IV.17: calcul de frais d'exploitation du tronçon SP2 - bête de la SP3

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
150	672,823831	4911613,97	22937237,23
200	271,33615	1980753,9	9250120,69
250	194,887533	1422678,99	6643910,89
300	174,115268	1271041,46	5935763,61
350	167,024129	1219276,14	5694019,57
400	164,184868	1198549,54	5597226,33
450	162,905745	1189211,94	5553619,74

Tableau IV.18 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP2 - bête de la SP3

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	2592,59	1534,6	3978588,61	356561,11
200	3137,08	1534,6	4814162,97	431445,29
250	3749,3	1534,6	5753675,78	515644,42
300	4455,52	1534,6	6837440,99	612771,46
350	5249,74	1534,6	8056251,00	722001,21
400	6125,96	1534,6	9400898,22	842508,50
450	7113,18	1534,6	10915886,03	978281,71

Tableau IV.19: bilan du tronçon SP2 - bête de la SP3

Diamètre en (mm)	F <sub>exploit</sub> (DA)	F <sub>investissement</sub> (DA)	Bilan(DA)
150	22937237,23	356561,11	23293798,34
200	9250120,69	431445,29	9681565,98
250	6643910,89	515644,42	7159555,31
300	5935763,61	612771,46	6548535,07
350	5694019,57	722001,21	6416020,78
400	5597226,33	842508,50	6439734,83
450	5553619,74	978281,71	6531901,44

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure IV.8 :

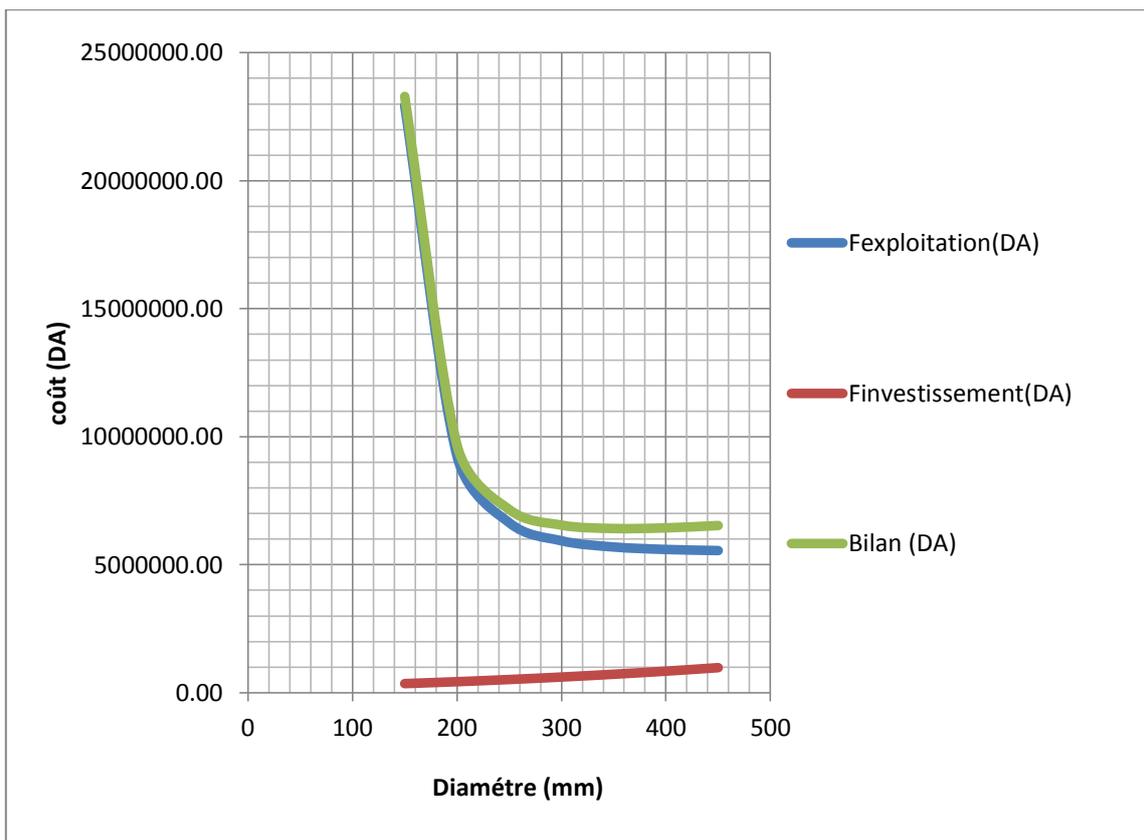


Figure IV.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon SP2 - bête de la SP3

**Conclusion :**

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : **D=350mm** avec une vitesse d'écoulement de  $V=0.84$  m/s.

**c) Refoulement : SP3 – Réservoir de tête de Mahbane haut (projeté) :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :  $Q_{SP3}= 0,06855$  m<sup>3</sup>/s

$L = 1679,8$  m

$H_g = 167$  m

$$D = \sqrt{0,06855} = 0,262m \text{ Donc } D=262mm.$$

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux IV.20, IV.21, IV.22, IV.23 :

Tableau IV.20: calcul de la HMT du tronçon SP3 - Réservoir de tête de Mahbane haut

Diamètre en (mm)	V (m/s)	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
150	3,88	0,04215686	0,21576874	1679,8	416,82	167	583,82
200	2,18	0,03817947	0,04637207	1679,8	89,58	167	256,58
250	1,40	0,03546958	0,01411668	1679,8	27,27	167	194,27
300	0,97	0,03346401	0,0053524	1679,8	10,34	167	177,34
350	0,71	0,03189812	0,00236049	1679,8	4,56	167	171,56
400	0,55	0,03062884	0,00116254	1679,8	2,25	167	169,25
450	0,43	0,02957111	0,00062285	1679,8	1,20	167	168,20

Tableau IV.21 : calcul de frais d'exploitation du tronçon SP3 - Réservoir de tête de Mahbane haut

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
150	478,78253	3495112,479	16322175,28
200	210,41937	1536061,388	7173406,68
250	159,31944	1163031,893	5431358,94
300	145,43480	1061674,044	4958017,79
350	140,69493	1027072,97	4796430,77
400	138,79710	1013218,854	4731732,05
450	137,94211	1006977,397	4702584,45

Tableau IV.22: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP3 - Réservoir de tête de Mahbane haut

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
150	2592,59	1679,8	4355032,68	390298,03
200	3137,08	1679,8	5269666,98	472267,56
250	3749,3	1679,8	6298074,14	564433,40
300	4455,52	1679,8	7484382,50	670750,36
350	5249,74	1679,8	8818513,25	790315,16
400	6125,96	1679,8	10290387,61	922224,54
450	7113,18	1679,8	11948719,76	1070844,27

Tableau IV.23 : bilan du tronçon SP3 - Réservoir de tête de Mahbane haut

Diamètre en (mm)	F <sub>exploit</sub> (DA)	F <sub>investissement</sub> (DA)	Bilan(DA)
150	16322175,28	390298,03	16712473,31
200	7173406,68	472267,56	7645674,24
250	5431358,94	564433,40	5995792,35
300	4958017,79	670750,36	5628768,14
350	4796430,77	790315,16	5586745,93
400	4731732,05	922224,54	5653956,58
450	4702584,45	1070844,27	5773428,71

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure IV.9 :

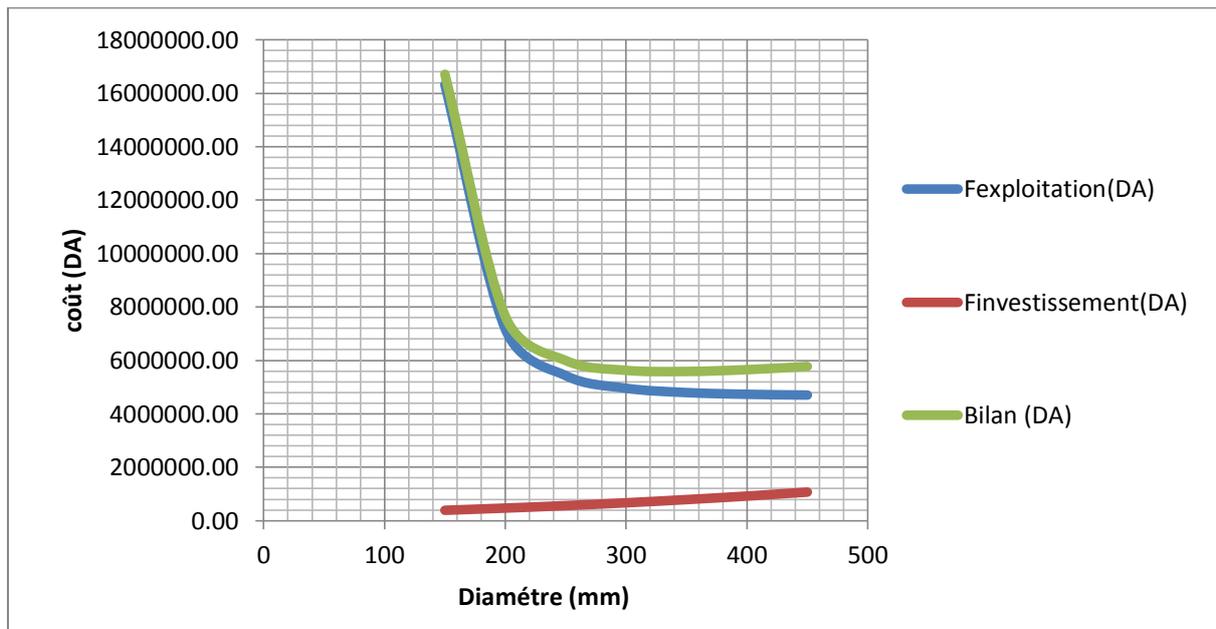


Figure IV.9 : Bilan des frais d’investissement et d’exploitation du tronçon SP3 - Réservoir de tête de Mahbane haut

**Conclusion :**

Selon la combinaison des frais d’investissement et d’exploitation le diamètre économique du tronçon de refoulement est : **D=350mm** avec une vitesse d’écoulement de  $V=0,71$  m/s.

**IV.4.2.4. Bilan total des frais de l’adduction principale :**

Tableau IV.24 : Bilan total des frais d’amortissement et d’exploitation des deux variantes :

les variantes	Exploitation (DA)		Amortissement (DA)		Bilan total (DA)
	Adduction gravitaire	Adduction par refoulement	Adduction gravitaire	Adduction par refoulement	
variante N°1	-	15616758,86	808086,88	1964119,95	18388965,69
variante N°2	-	16087597,06	808086,88	1992348,85	18888032,79

**Conclusion :**

Sur la base du bilan total, on adopte au choix de **la variante N°1**. En revanche cette variante reste toujours la meilleur du point de vue technico-économique et impose moins de travaux de génie civil. Ce dernier est coûteux.

### IV.5. Etude d'adduction secondaire (écoulement gravitaire) :

#### IV.5.1. Calcul des longueurs des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau IV.25: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
Rtmh -R6	Réservoir de Mahbane haut	Réservoir Iavjlilene	2725	3133,75
Rtmh-R1	Réservoir de Mahbane haut	Réservoir Mahbane	955	1098,25
R1-R2	Réservoir Mahbane	Réservoir Thala N'Brahem	1815	2087,25
R2-R5	Réservoir Thala N'Brahem	Réservoir Ighil N'Bil	1200	1380
R2-R3	Réservoir Thala N'Brahem	Réservoir Imrabten	1415	1627,25
R6-Piq1	Réservoir Iavjlilene	Piquage 1	1400	1610
Piq1-R9	Piquage 1	Réservoir Taguemount Haut	580	667
R9-R10	Réservoir Taguemount Haut	Réservoir Ighze N'Chbel	1800	2070
Piq1-R8	Piquage 1	Réservoir Tguemount Bas	750	862,5
R8-R7	Réservoir Tguemount Bas	Réservoir Ihadriene	520	598
B <sub>SP2</sub> -R4	Bâche (SP2)	Réservoir Iaskrene	400	460

#### IV.5.2. Les caractéristiques des différents points :

Les Caractéristiques des différents points de notre adduction sont données dans le tableau ci-après:

Tableau IV.26: Les altitudes des différents points de l'adduction :

N° du tronçon	Point de départ	Côte de terrain naturel (mNGA)
B <sub>SP2</sub>	Bâche (SP2)	703
R4	Réservoir Iaskrene	653
Rtmh	Réservoir de tête de Mahbane haut	953
R1	Réservoir Mahbane	924
R2	Réservoir Thala N'Brahem	848
R5	Réservoir Ighil N'Bil	661
R3	Réservoir Imrabten	784
R6	Réservoir Iavjlilene	927
R7	Réservoir Ihadriene	713
R8	Réservoir Tguemount Bas	750
R9	Réservoir Taguemount Haut	868
R10	Réservoir Ighze N'Chbel	800
Piq1	Piquage 1	888



**IV.5.3. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :**

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule(IV.4).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux pour chaque tronçon sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.27: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H_i$ (m)	D <sub>calculé</sub> (mm)
Rtmh-R6	23,0164	2725	3133,75	22,18	138
Rtmh-R1	33,1070	955	1098,25	25,02	126
R1-R2	26,3804	1815	2087,25	72,02	105
R2-R5	8,4541	1200	1380	183,02	49
R2-R3	15,6593	1415	1627,25	60,18	83
R6-Piq1	21,2261	1400	1610	23,00	115
Piq1-R9	11,4710	580	667	32,02	69
R9-R10	5,3649	1800	2070	64,10	55
Piq1-R8	9,7551	750	862,5	150,02	49
R8-R7	4,7307	520	598	33,10	46
B <sub>SP2</sub> -R4	12,2434	400	460	46,18	61

**IV.5.4. Normalisation des diamètres avantageux :**

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.28: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction :

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	Matériau	Leq (m)	V (m/s)	$\Delta H_i$ (m)	C <sub>p</sub> (m)	C <sub>T</sub> (m)	P (m)
Rtmh -R6	23,0164	160	PEHD	3133,75	1,15	10,97	942,03	927	15,03
Rtmh-R1	33,1070	160	PEHD	1098,25	1,65	7,95	945,05	924	21,05
R1-R2	26,3804	125	PEHD	2087,25	1,98	31,17	892,83	848	44,83
R2-R5	8,4541	75	PEHD	1380	1,91	24,22	823,78	661	162,78
R2-R3	15,6593	110	PEHD	1627,25	1,65	15,76	768,24	784	48,24
R6-Piq1	21,2261	125	PEHD	1610	1,7	15,56	645,44	888	20,44
Piq1-R9	11,4710	90	PEHD	667	1,80	9,03	636,41	868	31,41
R9-R10	5,3649	75	PEHD	2070	1,22	14,63	853,37	800	53,37
Piq1-R8	9,7551	75	PEHD	862,5	2,09	20,16	625,28	750	138,28
R8-R7	4,7307	75	PEHD	598	1,07	3,29	746,71	713	33,71
B <sub>SP2</sub> -R4	12,2434	90	PEHD	460	1,91	7,09	695,91	653	42,91

Donc pour avoir les pressions qu'il faut on place les réducteurs de pression aval

Tableau IV.29: L'emplacement de réducteurs de pression aval et la pression réduit :

L'emplacement de réducteurs de pression aval	la pression réduit (m)
Réservoir Ighil N'Bil	132.78
Réservoir Imrabten	28
Réservoir Ighze N'Chbel	33.37
Réservoir Tguemount Bas	108.28

#### IV.5.5. Principe de fonctionnement d'un régulateur de pression aval :

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quelque soit le débit et la pression amont. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval par un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids.

#### IV.5.6. Les frais d'investissement de l'adduction secondaire :

Les frais d'investissement des conduites gravitaire de l'adduction secondaire figurent dans le tableau suivant:

Tableau IV.30 : Frais d'investissement de l'adduction secondaire :

Diamètre (mm)	Matériau	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
160	PEHD PN6	924,30	3680	3401424
125	PEHD PN6	561,60	3215	1805544
110	PEHD PN 6	432,90	1415	612553,5
90	PEHD PN6	292,50	980	286650
75	PEHD PN6	239,85	2320	556452
	PEHD PN16	526,50	750	394875
	PEHD PN20	723,60	1200	868320
<b>Investissement (DA)</b>				<b>7925818,5</b>

**Conclusion :**

L'étude technico-économique de l'adduction nous à permis de récapituler ce qui suit :

- ❖ une adduction principal de 6198,44 m de longueur, constituée de :
  - une partie gravitaire de 2023,74 m de longueur avec un diamètre de 300 mm.
  - une partie par refoulement constitué de deux stations de pompage, La première conduite de refoulement (tronçon SP1-bâche de la SP2) à une longueur de 1488,40 m avec un diamètre de 350 mm, la deuxième (tronçon SP2-réservoir de Mahbane haut) à une longueur de 2686,30 m avec diamètre de 350 mm.
- ❖ Une adduction secondaire (écoulement gravitaire) de 13560 m de longueur des différents diamètres (160mm, 125mm, 110mm, 90mm et 75mm).

Le bilan total des frais d'investissement et d'exploitation de l'adduction principale et secondaire est **27122871,10** de DA.

## Introduction :

La topographie d'une région et la position de la source d'alimentation, peut nécessiter la construction d'une station de pompage qui permet de fournir une charge pour faire face à l'aspect accidentel du terrain.

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des deux stations de pompage projetées le long de l'adduction.

### V.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage :

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- ❖ Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau ;
- ❖ Il est préférable de situer la prise d'eau le plus proche possible de la station de pompage ;
- ❖ Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible ;
- ❖ Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km ;
- ❖ Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue ;
- ❖ Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
  - a) Prévoir l'accès à tous les ouvrages.
  - b) Prévoir une plate forme avec un revêtement routier.
  - c) Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
  - d) Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate forme de 0,15 à 0,5m.
  - e) Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

### V.2. Situation des ouvrages :

- La première station de pompage se trouve dans le village d'Ath-Moh-Ousliman, à une cote de 453 mNGA.
- La deuxième station de pompage se trouve dans le village d'Iaskrene, à une cote de 703mNGA.

### V.3. Choix du type de pompe :

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

- ✓ Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  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 ;
- ✓ Etre fabriquée en série.

Dans la présente étude on opte pour les pompes italiennes de marque CAPRARI qui sont fabriquées en série.

### V.4. Les modes de couplage des pompes :

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

#### V.4.1. Couplage en parallèle :

Dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

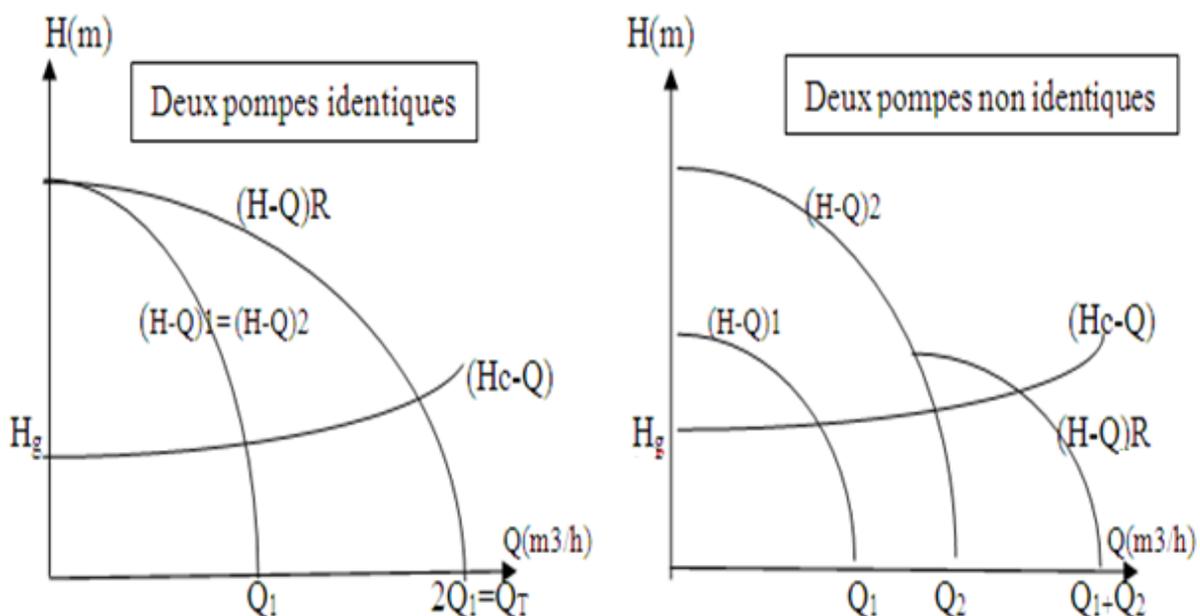


Figure V.1: Couplage de deux pompes en parallèle

**V.4.2. Couplage en série :** Dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde.
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

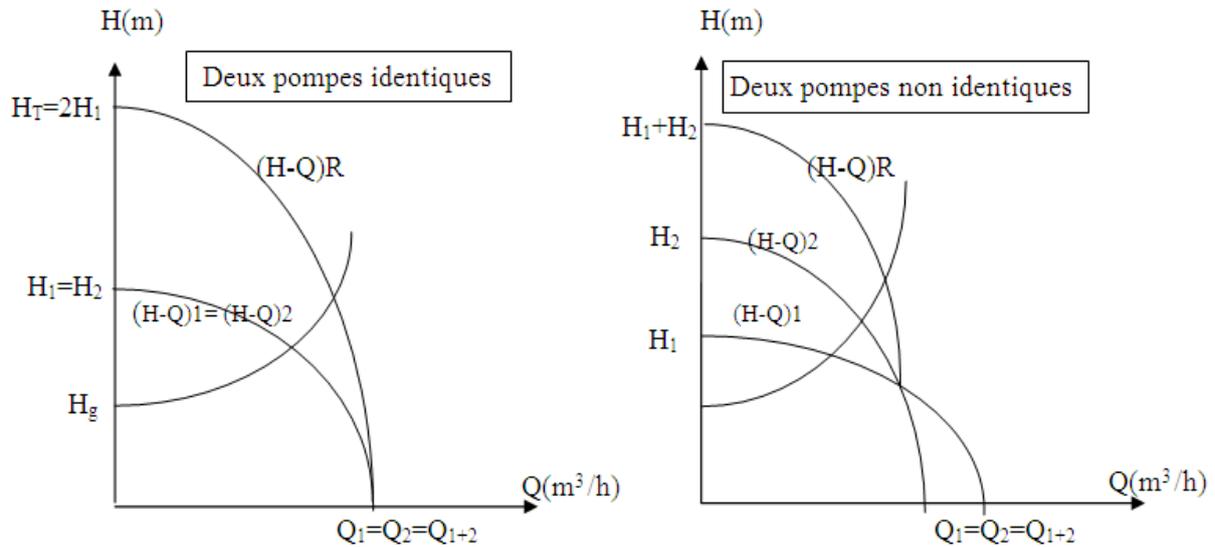


Figure V.2: Couplage de deux pompes en série.

**V.5. Choix du nombre de pompes :**

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

- Nombre de pompes minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

**V.5.1. Refoulement SP1–bâche de la SP2 :**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.1 :

Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP1)

n	Q appelé (m³/h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	290,88	255,61	PM125/3B	76,4	336	2900	3	261	7,9
2	145,44	255,61	PM100/4A	77,3	318	2900	4	160	4,64
<b>3</b>	<b>96,96</b>	<b>255,61</b>	<b>PM100/5D</b>	<b>75,4</b>	<b>276</b>	<b>2900</b>	<b>5</b>	<b>95,3</b>	<b>3,3</b>
4	72,72	255,61	PM80/7C	74,5	314	2900	7	73,9	3,08
5	58,18	255,61	PM80/9E	71,3	303	2900	9	62	2,81

A partir du tableau V.1 on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

**Conclusion:**

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **PM100/5D.CAPRARI**.

**V.5.2. Refoulement SP2-réservoir de tête de Mahbane haut :**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.2 :

Tableau V.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station (SP2)

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	246,78	257,29	PM125/3B	76,3	336	2900	3	269	5,95
<b>2</b>	<b>123,39</b>	<b>257,29</b>	<b>PM100/4B</b>	<b>77,7</b>	<b>293</b>	<b>2900</b>	<b>4</b>	<b>111</b>	<b>3,71</b>
3	82,26	257,29	PM80/6B	75,1	307	2900	6	74,6	3,35
4	61,70	257,29	PM80/10E	72,8	337	2900	10	70,8	2,87
5	49,36	257,29	PM65/8B	69,8	304	2900	8	56,1	2,47

A partir du tableau V.2 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.

**Conclusion:**

On opte pour un nombre de pompe de deux (02) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **PM100/4B.CAPRARI**.

**V.6. Courbes caractéristiques des pompes :**

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η<sub>p</sub> - Q] et [(NPSH)<sub>r</sub> - Q] Sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

Ces courbes sont Représentées par la figure V.3 pour la première station de pompage et la figure V.4 pour la deuxième station.

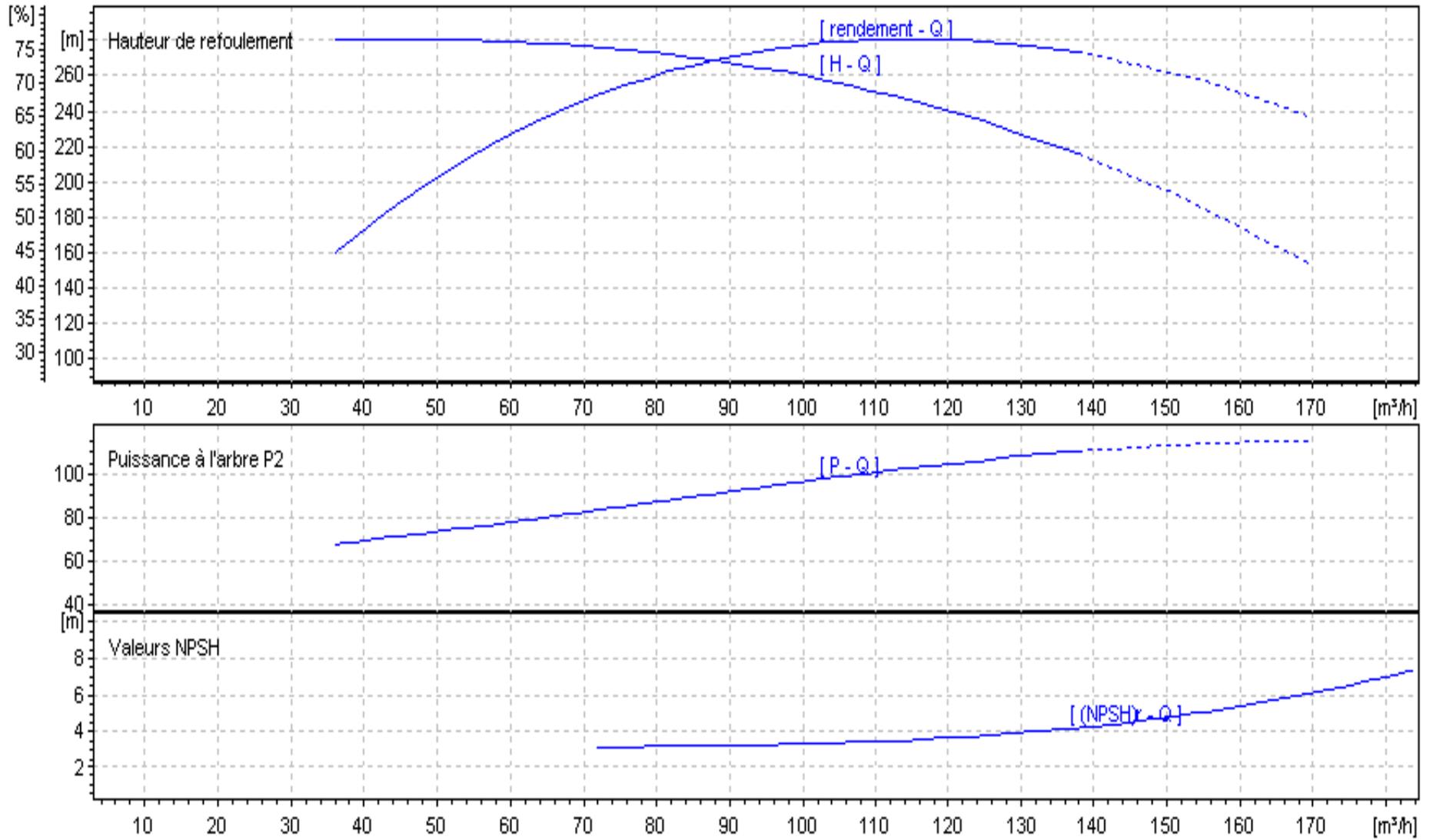


Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type CAPRARI PM100/5D.

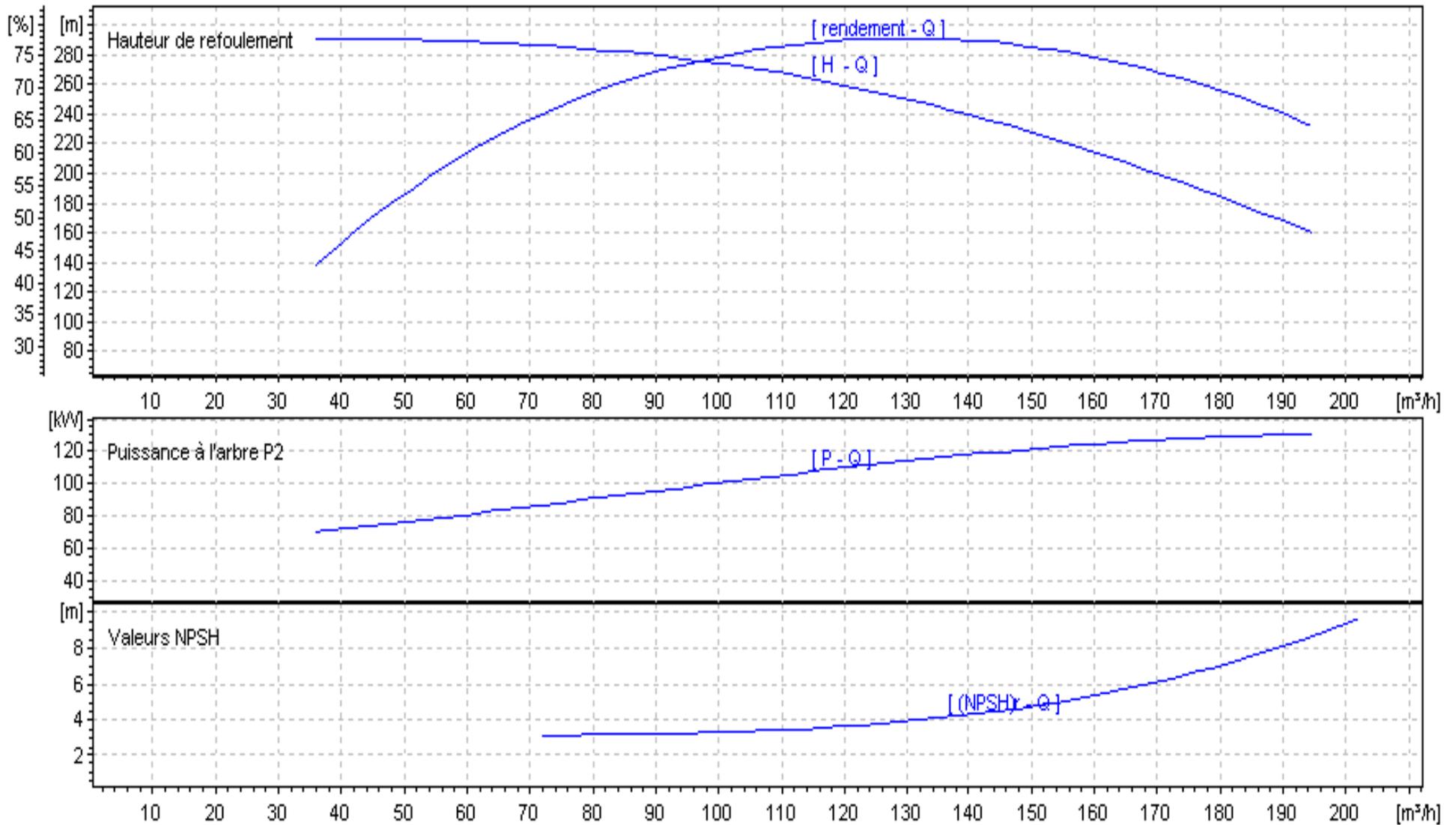


Figure V.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type CAPRARI PM100/5D.

### V. 7. Point de fonctionnement :

Le choix de la pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement qui est obtenue par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] avec la courbe caractéristique de la conduite véhiculant un débit de la pompe en fonctionnement [H<sub>c</sub>-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 la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

#### ➤ Courbe caractéristique de la conduite :

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V.1})$$

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique (m)

$\Delta h_t$  : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

$\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m)

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \quad (\text{V.3})$$

$\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

$L_{ref}$  : longueur de la conduite de refoulement (m)

$Q$  : débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s)

$D_{ec}$  : diamètre économique de la conduite de refoulement (m)

$g$  : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>)

**V.7.1. Refoulement SP1–bâche de la SP2 :**

Tableau V.3: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1- bâche de la SP2)

N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	3Q (m <sup>3</sup> /s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	λ	Δh <sub>p</sub> <sup>lin</sup> (m)	Δh <sub>t</sub> (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	0	250	1488,4	350	0,0319	0,00	0,00	250,00
2	10	30	250	1488,4	350	0,0319	0,05	0,06	250,06
3	20	60	250	1488,4	350	0,0319	0,21	0,23	250,23
4	30	90	250	1488,4	350	0,0319	0,47	0,51	250,51
5	40	120	250	1488,4	350	0,0319	0,83	0,91	250,91
6	50	150	250	1488,4	350	0,0319	1,30	1,43	251,43
7	60	180	250	1488,4	350	0,0319	1,87	2,06	252,06
8	70	210	250	1488,4	350	0,0319	2,54	2,80	252,80
9	80	240	250	1488,4	350	0,0319	3,32	3,66	253,66
10	90	270	250	1488,4	350	0,0319	4,21	4,63	254,63
11	100	300	250	1488,4	350	0,0319	5,19	5,71	255,71
12	110	330	250	1488,4	350	0,0319	6,28	6,91	256,91
13	120	360	250	1488,4	350	0,0319	7,48	8,22	258,22

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés sur la figure V.5.

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (A) sont :

$$\begin{cases} Q_A = 314 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 290,88 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_A = 256,5 \text{ m} > H_{app} = 255,61 \text{ m} \end{cases}$$

**Conclusion :**

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

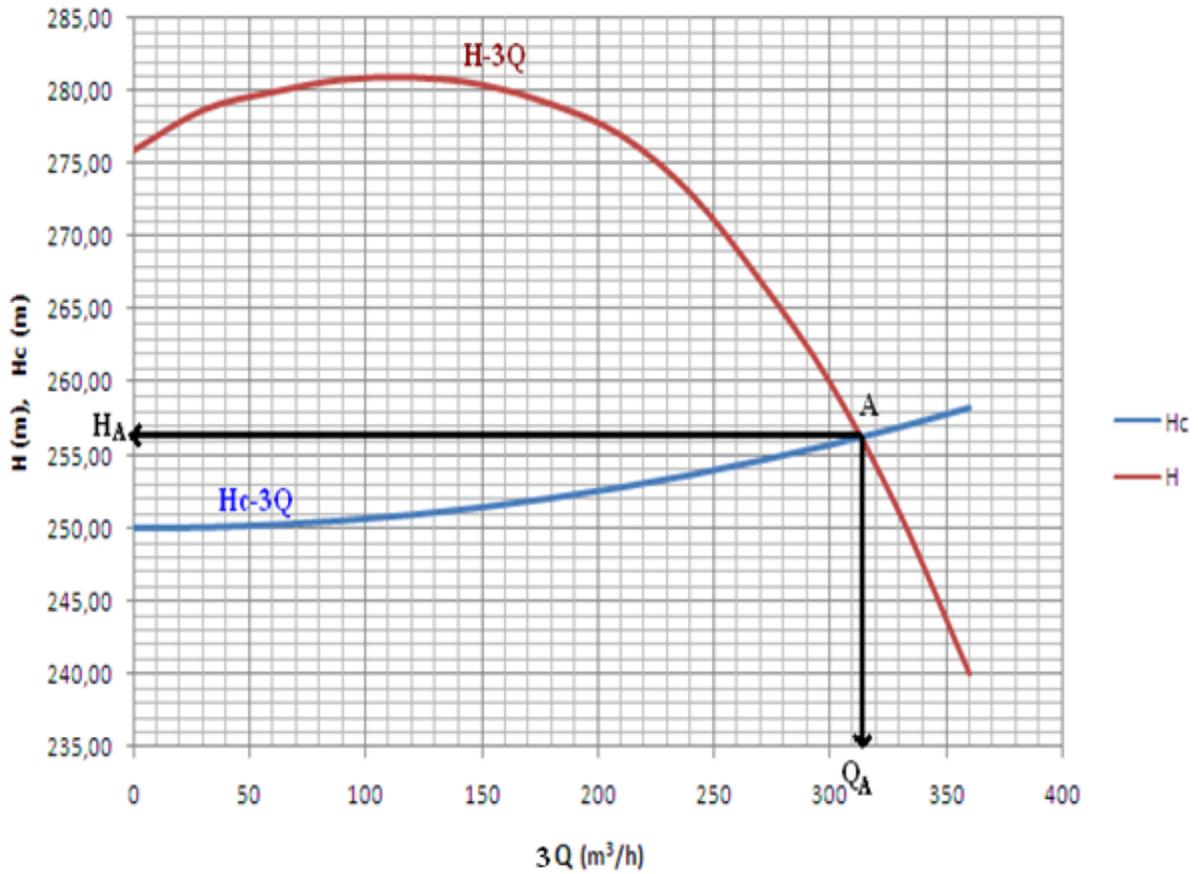


Figure V.5 : Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1

**V.7.2. Refoulement SP2–réservoir de tête de Mahbane haut :**

Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2- réservoir de tête de Mahbane haut)

N°	Q (m³/h)	2Q (m³/s)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	λ	Δh <sub>p</sub> <sup>lin</sup> (m)	Δh <sub>t</sub> (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	0	250	2686,3	350	0,0319	0,00	0,00	250,00
2	15	30	250	2686,3	350	0,0319	0,05	0,06	250,06
3	30	60	250	2686,3	350	0,0319	0,21	0,23	250,23
4	45	90	250	2686,3	350	0,0319	0,47	0,51	250,51
5	60	120	250	2686,3	350	0,0319	0,83	0,91	250,91
6	75	150	250	2686,3	350	0,0319	1,30	1,43	251,43
7	90	180	250	2686,3	350	0,0319	1,87	2,06	252,06
8	105	210	250	2686,3	350	0,0319	2,54	2,80	252,80
9	120	240	250	2686,3	350	0,0319	3,32	3,66	253,66
10	135	270	250	2686,3	350	0,0319	4,21	4,63	254,63
11	150	300	250	2686,3	350	0,0319	5,19	5,71	255,71
12	165	330	250	2686,3	350	0,0319	6,28	6,91	256,91
13	180	360	250	2686,3	350	0,0319	7,48	8,22	258,22

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (B) de la pompe sont donnés sur la figure V.6.

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (B) sont :

$$\begin{cases} Q_B = 256,4m^3 / h > Q_{app} = 246,78m^3 / h \\ H_B = 258,4m > H_{app} = 257,29m \end{cases}$$

**Conclusion :**

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

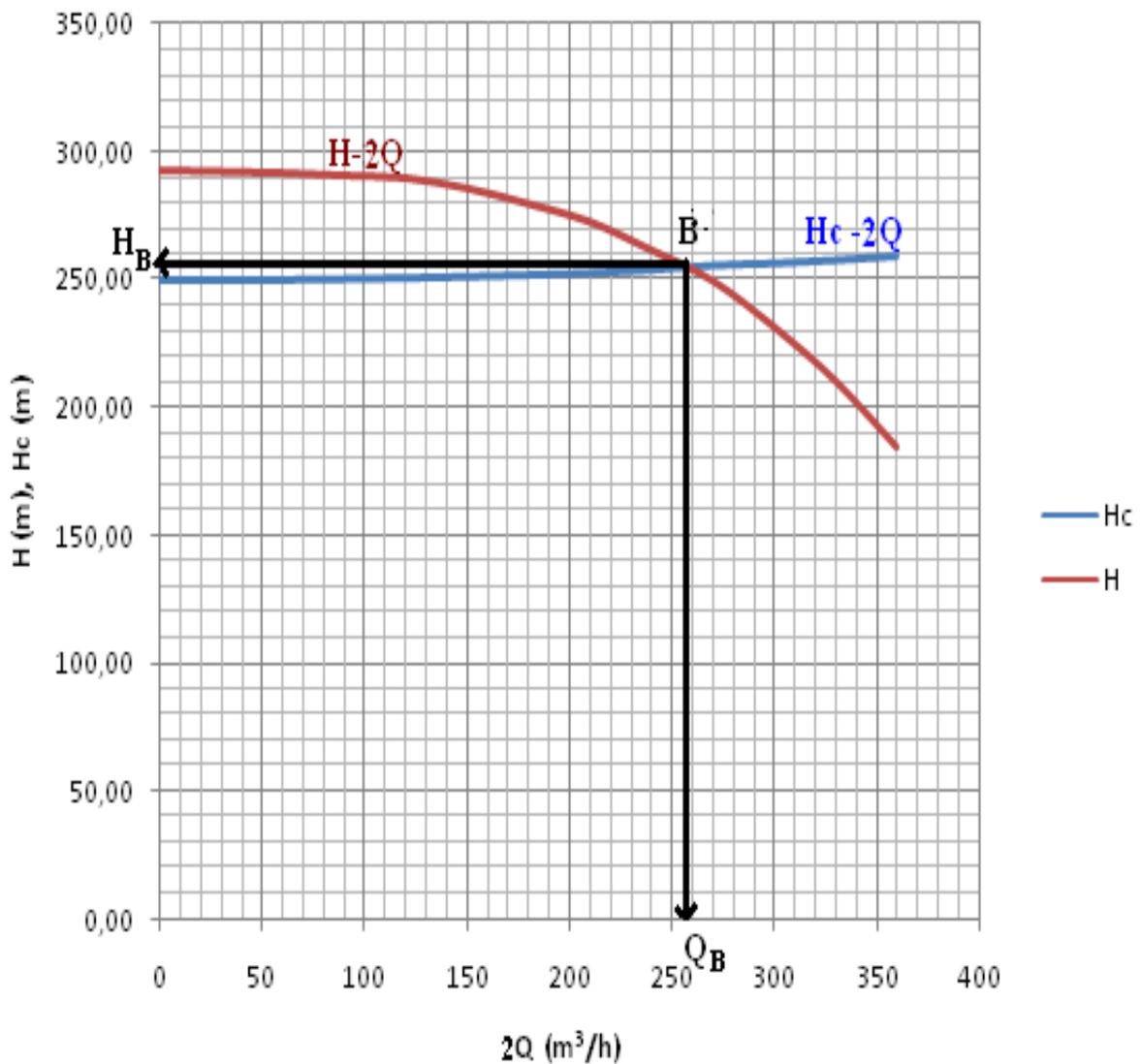


Figure V.6: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2

### V.8. Adaptation 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 :

#### a) Débit disponible > Débit appelé :

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{\substack{inst \\ ap,van}} = \eta_{\substack{inst \\ av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V.4)$$

Où :

$\eta_{\substack{inst \\ ap,van}}$  : Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{\substack{inst \\ av,van}}$  : Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

$H_{app}$  : hauteur manométrique appelée (m) ;

$h_v$  : différence entre la hauteur  $H'_c$  et la hauteur appelée.

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (V.5)$$

$H'_c$  : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)<sub>R</sub> (m).

➤ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : elles sont augmentées par l'augmentation des singularités (réducteur de pression, coude... etc.)

➤ **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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V.6)$$

$t$  : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

$t'$  : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

$Q_{pf}$  : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m<sup>3</sup>/h).

➤ **Changement du type de la pompe** : dans le cas où c'est possible.

**b) Débit disponible < Débit appelé :**

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.**

**Remarque :**

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage et la diminution du temps de pompage.

**V.8.1. Refoulement : SP1 - Bâche SP2 :****a) Vannage :**

- $H_c = 261,5$  m (figure V.5).
- $h_v = 261,5 - 255,61 \Rightarrow h_v = 5,89$  m.
- $\eta_{inst_{av,van}} = 75,4\%$  (tableau V.1).
- $\eta_{inst_{ap,van}} = 75,4 * \frac{255,61}{255,61 + 5,89} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 73,7 \%$
- Moyennant la formule IV.12 (chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

$$\text{sachant que : } Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{290,88}{3} \Rightarrow Q = 96,96 m^3 / h.$$

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 96,96 * 261,5}{0,737 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{93,75 Kw}.$$

**b) Diminution du temps de pompage :**

- Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{290,88}{314} * 20 \Rightarrow t' = 18h \ 31min \ 39sec$$

- Le rendement correspondant au débit  $Q_A=314$  m<sup>3</sup>/h est : 75.2 %.

Moyennant la formule IV.12 (chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que :  $Q = \frac{Q_{Pf}}{n}$  avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{314}{3} \Rightarrow Q = 104,67 m^3 / h$$

AN :

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 104,67 * 256,5}{0,752 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{97,29 Kw}.$$

**Conclusion :**

On opte pour le réglage par Vannage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

**V.8.2. Refoulement : SP2 - Réservoir de tête de Mahbane haut :****a) Vannage :**

- $H_c = 260$  m (figure V.6).
- $h_v = 260 - 257,29 \Rightarrow h_v = 2,71$  m.
- $\eta_{av, van}^{inst} = 77,7\%$  (tableau V.2).

$$\bullet \eta_{ap, van}^{inst} = 77,7\% * \frac{257,29}{257,29 + 2,71} \Rightarrow \eta_{ap, van}^{inst} = 76,9\%$$

- Moyennant la formule IV.12 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que :  $Q = \frac{Q_{app}}{n}$  avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{246,78}{2} \Rightarrow Q = 123,39 m^3 / h$$

Ainsi : 
$$P_{abs} = \frac{9,81 * 123,39 * 260}{0,769 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 113,68 \text{ Kw.}$$

**b) Diminution du temps de pompage :**

- Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{246,78}{256,4} * 20 \Rightarrow t' = 14 \text{ h } 15 \text{ min}$$

- Le rendement correspondant au débit  $Q_B = 256,4 m^3/h$  est : **76,8 %** ;

Moyennant la formule IV.12 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée,

sachant que :  $Q = \frac{Q_B}{n}$  avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{256,4}{2} \Rightarrow Q = 128,2 m^3 / h$$

Ainsi : 
$$P_{abs} = \frac{9,81 * 128,2 * 258,4}{0,768 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 117,54 \text{ Kw.}$$

**Conclusion :**

On opte pour le réglage par Vannage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

**V.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.

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:

- ♦ la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de la roue, lorsque la pression remonte;
- ♦ implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue;

- ◆ vibrations anormales;
- ◆ bruit anormal (pompage de caillou);
- ◆ destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations;
- ◆ arrachement de matière dans les zones d'implosion;
- ◆ chute du débit pompé lorsqu'il apparaît le phénomène de cavitation.



Figure V.7 : Roues soumises à la cavitation.

✚ Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée : [2]

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

$(NPSH)_r$  : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$  : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V.8)$$

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$ .

On prend :  $r = 0,3 \text{ m}$ .

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en dessous de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (V.9)$$

Avec :

$V_a$  : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

$P_{at}$  : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (V.10)$$

$H$  : altitude de la station.

$T_v$  : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

Tableau V.5 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

<b>T° (°C)</b>	5	10	20	30	40	50	80	100
<b>T<sub>v</sub> (m.c.e)</b>	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

$\Delta h_{asp}$  : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V.11)$$

$\Delta h_{asp}^{lin}$  : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule suivante :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V.12)$$

Avec :

$L_r$  : longueur du collecteur de refoulement,  $L_r = 15$  m ;

$l_r$  : longueur de la conduite de refoulement,  $l_r = 1,5$  m ;

$Q_a$  : débit refoulé par une seule pompe ( $m^3/s$ ) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V.13)$$

Avec :

$n$  : nombre de pompes en parallèles.

$D_c$  : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (V.14)$$

Avec :

$V_c$  : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

$D_a$  : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V.15)$$

Avec :

DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

### ➤ Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V.16)$$

Avec :

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (V.17)$$

Avec :

$C_p$  : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

$h$  : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

$h_{inc}$  : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,3)$  m.

**V.9.1. Refoulement SP 1 - bête de la (SP2) :**

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 3,3$  m.
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 453 \Rightarrow P_{at} = 9,70$  mce
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20$  °C :  $T_v = 0,24$  mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,2 * DN1$

$$DN1 = 125 \text{ mm}$$

Donc :  $D_a = 1,2 * 125 \Rightarrow D_a = 150 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 96,96}{3,14 * 0,15^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,53 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 290,88}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,262 \text{ m}$$

On pose  $D_c = 0,25 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 290,88}{3,14 * 0,25^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,64 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend :  $D_c = 250 \text{ mm}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{15 * (290,88 / 3600)^2}{0,25^{5,3}} + \frac{1,5 * (96,96 / 3600)^2}{0,15^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,31 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,31 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,36 \text{ m}$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3,3 + 0,3 - 9,70 + 0,24 + \frac{1,53^2}{2 * 9,81} + 0,36 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -5,38 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad (V.18)$$

A.N :

$$h_{asp}^{adm} = 9,7 - 3,3 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,53^2}{2 * 9,81} - 0,36 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 5,38 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 457,98 - 4,98 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 453,6 \text{ mNGA}$$

La côte de l'axe de la pompe : La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 453,6 + 5,38 - 0,3 \Rightarrow$

$$\nabla_{axe} = 458,68 \text{ mNGA}$$

**V.9.2. Refoulement SP2-réservoir de tête de Mahbane haut :**

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 3,71$  m.
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 703 \Rightarrow P_{at} = 9,35$  mce
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20$  °C :  $T_v = 0,24$  mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,2 * DN1$

$$DN1 = 125 \text{ mm}$$

Donc :  $D_a = 1,2 * 125 \Rightarrow D_a = 150mm$

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 123,39}{3,14 * 0,15^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,94m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 246,78}{3,14 * 1,5 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,241m$$

On pose  $D_c = 0,25m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 246,78}{3,14 * 0,25^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,41m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend :  $D_c = 250mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{15 * (246,78/3600)^2}{0,25^{5,3}} + \frac{1,5 * (123,39/3600)^2}{0,15^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,28m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,28 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,32m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 3,71 + 0,3 - 9,35 + 0,24 + \frac{1,94^2}{2 * 9,81} + 0,32 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -4,59m$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp}$$

A.N :

$$h_{asp}^{adm} = 9,35 - 3,71 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,94^2}{2 * 9,81} - 0,32 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 4,59m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 706,98 - 3,98 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{min} = 703,6mNGA$$

La côte de l'axe de la pompe : La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 703,6 + 4,59 - 0,3 \Rightarrow$

$$\nabla_{axe} = 707,89mNGA$$

## V.10. Choix du moteur électrique :

### V.10.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

**V.10.2. Caractéristiques du moteur électrique de SP1 :**

Les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue Caprari et elles sont comme suit :

➤ Fréquence	50HZ
➤ Tension nominale	400V
➤ Vitesse nominale	2950 tr/min
➤ Nombre de pôles	2
➤ Puissance nominale P2	110 Kw
➤ Type de moteur	3~
➤ Courant nominal	-A
➤ Classe d'isolation	F
➤ Degré de protection	IP 55

**V.10.3. Caractéristiques du moteur électrique de SP2 :**

Les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue Caprari et elles sont comme suit :

➤ Fréquence	50HZ
➤ Tension nominale	400V
➤ Vitesse nominale	2950 tr/min
➤ Nombre de pôles	2
➤ Puissance nominale P2	132 Kw
➤ Type de moteur	3~
➤ Courant nominal	-A
➤ Classe d'isolation	F
➤ Degré de protection	IP 55

**Conclusion :**

D'après l'étude faite dans ce chapitre, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour les deux stations de pompage.

- la SP1 sera équipée de trois pompes de type CAPRARI PM100/5D et une autre identique de secours ;
- la SP2 sera équipée de deux pompes de type CAPRARI PM100/4B et une autre identique de secours.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation.

**Introduction :**

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier.

Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile et PEHD; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets.

**VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier :****Définition :**

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. [1] [5]

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

**VI.1.1. 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 ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- La modification de la vitesse d'une pompe ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

**VI.1.2. Risques dus 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. [7]

**a) 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).

**b) 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 10mce, 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.

**c) 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.

**VI.1.3. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :**

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

**a) Cheminée d'équilibre :**

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

**b) Soupape de décharge :**

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

**c) Volant d'inertie :**

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

**d) Réservoirs d'air :**

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions (voir figure VI.1).

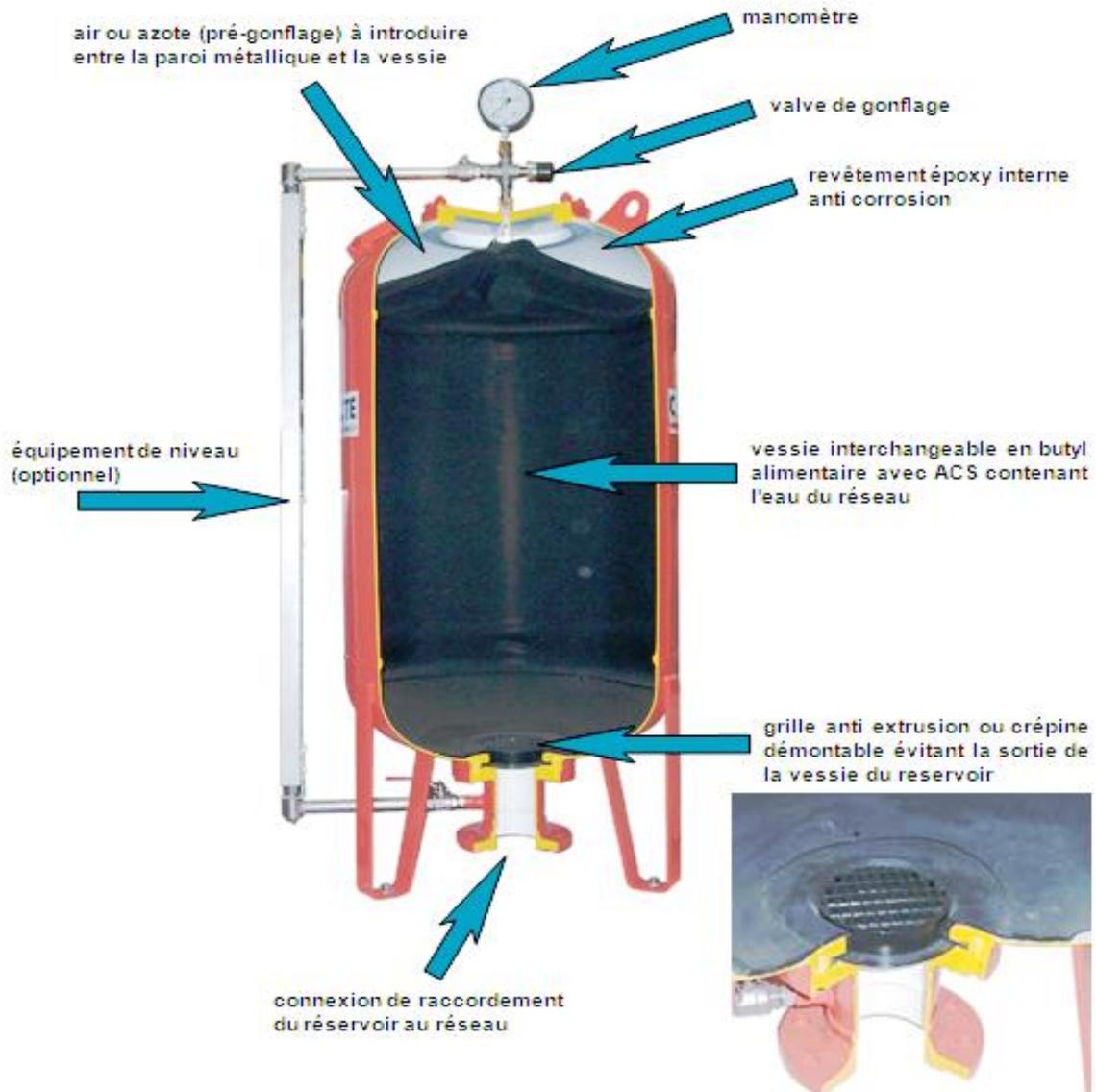


Figure VI.1: Le réservoir d'air (anti-bélier).

**Principe de fonctionnement du réservoir d'air :**

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air et, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe électrique, le clapet se ferme. Puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à l'amortissement du phénomène.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions, et qu'il est simple à installer et facile à contrôler, notre choix se portera sur ce dispositif.

#### Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression;
- il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il est simple à installer :
- Bon fonctionnement ;
- Bonne sécurité ;
- Pas de pertes d'eau.

#### VI.1.4. Calcul des réservoirs 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'air, important dans le cas de grandes installations.

##### ✓ Méthode de BERGERON

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations

#### VI.1.4.1. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT: [4]

➤ Pour un fonctionnement normal on a :

Le volume d'air  $U_0$  dans la cloche est donné par la formule suivante:

$$U_0 = \frac{v_0^2}{2gz_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

L : longueur de la conduite à protéger(m) ;

S : section de la conduite à protéger ( $m^2$ );

$V_0$  : vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement

g: l'accélération de pesanteur.

$Z_0$  : la pression absolue au refoulement en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = Hg + 10 \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

Hg : la hauteur géométrique(m).

Et en posant :  $h_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0}$

On aura :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \quad (\text{VI.3})$$

➤ Dans le cas de coup de bélier :

✓ La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{VI.4})$$

$V_0$ : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

$g$ : l'accélération de pesanteur.

✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

$C$ : célérité d'onde en (m/s), calculée par la formule de **SALAH. B** pour les conduites enterrées.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

$C$ : célérité d'onde en (m/s) ;

$K$  : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,07 * 10^9$  Pascal ;

$\rho$  : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000$  kg / m<sup>3</sup> ;

$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite,  $E_m = 1 * 10^{11}$  pour la fonte ;

$E_s$  : module de Young du sol ;  $E_m = 2 * 10^8$  Pascal ;

$\nu_m$  : coefficient de poisson du matériau,  $\nu_m = 0,3$  pour la fonte ;

$\nu_s$  : coefficient de poisson du sol entourant la conduite,  $\nu_s = 0,33$  ;

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m),  $e_m = 0,0046$ m pour la fonte ;

$a$  : rayon intérieur de la conduite (m).

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI.1})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

$U_{max}$ : volume du réservoir d'air.

**Application :**

✓ **Les données de base :**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	Type de matériau	D	S	V	L	Hg
		(mm)	(m <sup>2</sup> )	(m/s)	(m)	(m)
SP 1	fonte	350	0,096	0,84	1488,4	250
SP 2	fonte	350	0,096	0,71	2686,3	250

✓ **Calcul de la célérité d'onde C :**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde 'C' sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	K (*10 <sup>9</sup> )	P	a	$\nu_m$	$\nu_s$	E <sub>s</sub> (*10 <sup>8</sup> )	E <sub>m</sub> (*10 <sup>11</sup> )	e <sub>m</sub>	C
	(Pa)	(Kg/m <sup>3</sup> )	(m)	-	-	(Pa)	(Pa)	(m)	(m/s)
SP 1	2.07	1000	0.175	0.3	0.33	2	1	0.0046	948,89
SP 2	2.07	1000	0.175	0.3	0.33	2	1	0.0046	948,89

✓ **Calcul des capacités des différents réservoirs d'air :**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

N° de station	Z <sub>0</sub> (m)	Z <sub>max</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	G (m/s <sup>2</sup> )	h <sub>0</sub>	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	Volume normalisé (Litre)
SP1	260	341,25	0,84	9,81	0,036	1,39*10 <sup>-4</sup>	0,0042	0,778	0,60	0,77	1000
SP2	260	328,68	0,71	9,81	0,026	1*10 <sup>-5</sup>	0,0053	0,824	1,37	1,66	1500

✓ **Caractéristiques finales du réservoir d'air :**

D'après la figure (VI.2) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.4: Les dimensions de réservoir d'air de l'adduction de refolement:

N° de station	Volume normalisé (Litre)	Ø E (mm)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	F (mm)	G (mm)	H (mm)	I (mm)	Poids sans sortie (kg)
SP1	1000	850	1415	2107	475	60	80	650	1100	538
SP2	1500	1000	1565	2191	475	80	100	750	1200	780

**VI.1.4.2. Encombrement du réservoir d'air :**

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (VI-1)

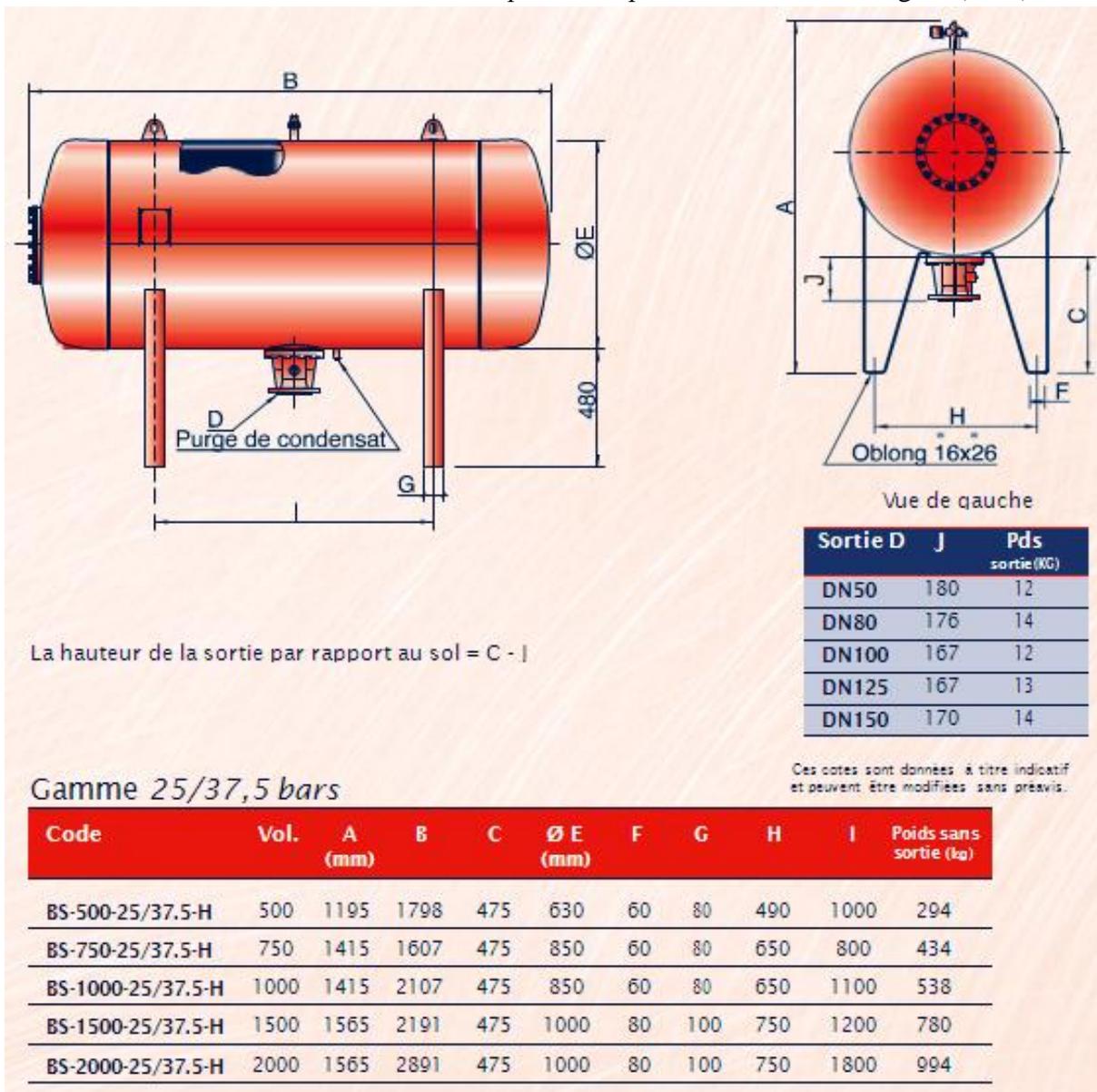


Figure VI.2 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

### VI.1.4.3. Installation du réservoir d'air :

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

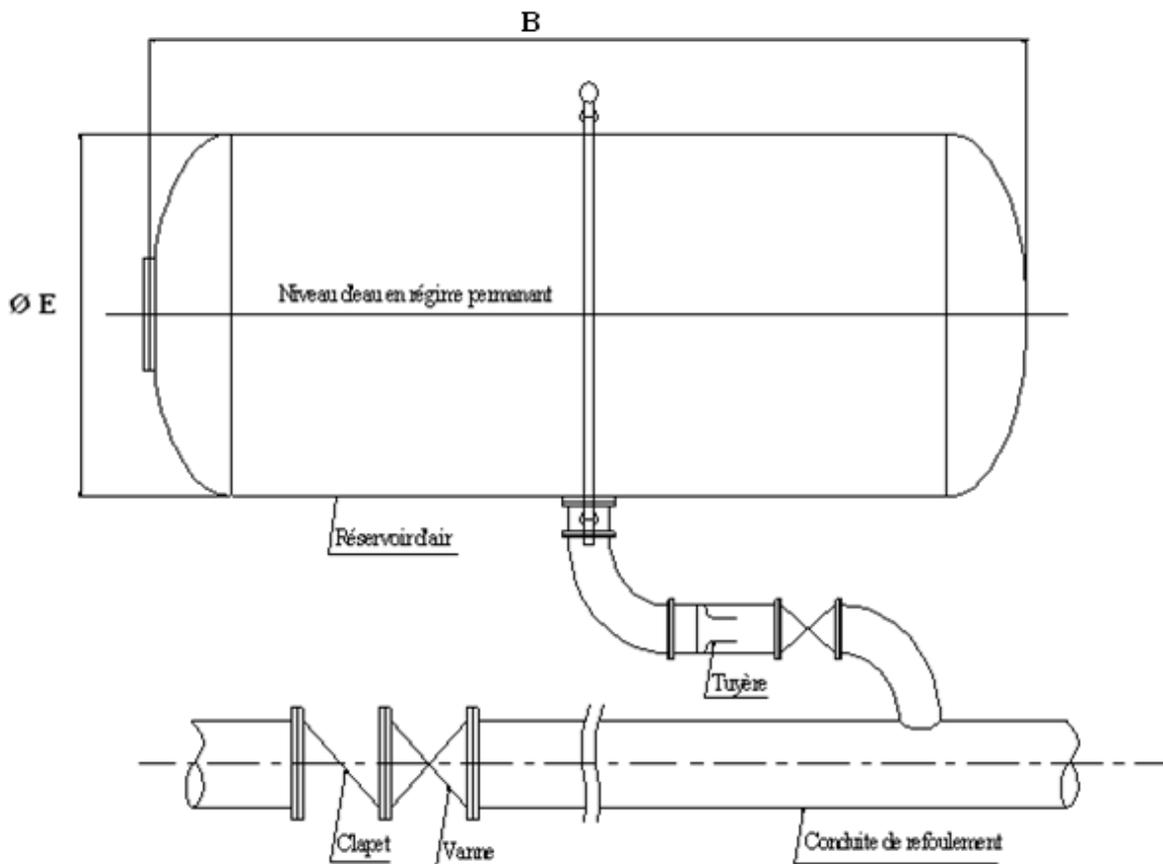


Figure VI.3: Schéma d'installation du réservoir d'air.

✚ Donc afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP1) et (SP2), deux réservoirs d'air avec potence ayant les caractéristiques principales suivantes :

❖ A la sortie de la SP1 :

- Volume total :  $U_T = 1000 \text{ L}$  ;
- Diamètre intérieur :  $\text{Ø E} = 850 \text{ mm}$  ;
- Longueur :  $B = 2107 \text{ mm}$  ;
- Hauteur :  $A = 1415 \text{ mm}$ .

❖ A la sortie de la SR2 :

- Volume total :  $U_T = 1500 \text{ L}$  ;
- Diamètre intérieur :  $\text{Ø E} = 1000 \text{ mm}$  ;
- Longueur :  $B = 2191 \text{ mm}$  ;
- Hauteur :  $A = 1565 \text{ mm}$ .

## VI.2. Protection des conduites contre la corrosion :

### Définition :

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

### VI.2.1. Facteurs de la corrosion :

La corrosion peut être causée par plusieurs facteurs parmi lesquels, nous avons :

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif, par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- le pH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tels que le CO<sub>2</sub> et le H<sub>2</sub>S, nous remarquons dans la pratique, si le pH de l'eau est inférieur à 10, l'eau a un effet corrosif vers l'acier. Donc pour diminuer la corrosion, on a intérêt à augmenter le pH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- température : les fortes variations de température entraînent l'accélération de la corrosion, on admet pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié de deux jusqu'à trois fois.
- nature du sol : la détermination de l'agressivité du terrain nous ramène à la mesure de sa résistivité électrique par des propriétés chimiques, sa compacité, son aération et son humidité ou dans l'association dans différents terrains.
- Les installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau ;
- Le métal : Parmi les métaux, l'acier qui est le plus vulnérable à la corrosion par rapport aux autres. Il est conseillé de mettre un enduit spécial à la conduite en acier, à sa partie intérieure.

L'importance de ces facteurs peut causer la destruction rapide des canalisations par perforation en forme de cratères très rouillés.

Lorsqu'il existe une hétérogénéité soit dans le métal soit dans le milieu qui l'environne (ou les deux). Cette hétérogénéité va produire une différence de potentiel entre différents points du métal et si ce matériau se trouve dans un milieu électrolysable, il y aura formations des piles qui vont débiter dans la masse métallique, car elles sont en court-circuit. Les zones anodiques sont corrodées et disparaissent c'est la corrosion électrochimique.

Pour s'opposer à tous ces facteurs et remédier aux problèmes de corrosion, la conduite doit être soigneusement protégée par les moyens d'une protection adéquate.

### VI.2.2. Moyens de lutte contre la corrosion :

La prévention de la corrosion doit commencer déjà dans la phase de la planification. En d'autres mots, on doit prendre en considération la corrosion depuis le début du projet et jusqu'à sa réalisation. Il s'agit de garantir une certaine durée de vie de l'objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- ✓ Protection par revêtement
- ✓ Protection cathodique

**a)- Protection des conduites avec revêtement bitumeux :**

Elle consiste à couvrir les canalisations avec une enveloppe isolante, le revêtement peut être :

- ✓ **Simple** : une couverture par une couche mince d'épaisseur variant entre 2,5 mm et 3mm
- ✓ **Double** : l'épaisseur est de 5 mm à 6 mm.
- ✓ **Renforcée** : dans le cas échéant, un renforcement du revêtement est préconisé.  
Il se fait par un enroulement de fonte bitumeux autour de la canalisation.

**Remarque :**

La pose des conduites se fera avec une très grande attention, afin d'éviter la détérioration de la protection.

**b)- Protection cathodique :**

Généralement le potentiel de protection par rapport au milieu ambiant doit s'abaisser à une certaine valeur de 0,85 volt pour l'acier par rapport à une électrode de référence (métal plus électronégatif que le fer) ; cette méthode peut se faire de deux façons :

- soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique et d'autre part à une anode enfouie dans le sol.
- soit à constituer avec un métal plus électronégatif que le fer, une pile où le fer jouera le rôle de cathode.

Il existe deux cas de protection cathodique :

- **Protection cathodique par anode réactive** : ce type de protection consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électronégatif que le fer, zinc ou magnésium, de façon à former des piles où la conduite jouera le rôle de cathode.
- **Protection cathodique par soutirage de courant** : c'est le deuxième des cas envisagés et qui consiste à partir d'une source électrique de courant continu à relier la conduite à la borne négative de cette source, la borne positive étant raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par deux vieux rails enterrés dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite. le courant en quittant la prise de terre regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des vieux rails.

**VI.2.3. Protection contre la corrosion de conduites de tuyaux en fonte ductile :**

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont les suivants:

- ✓ Couche de zinc avec revêtement
- ✓ Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- ✓ Revêtement en mortier de ciment armé
- ✓ Revêtement en polyéthylène
- ✓ Revêtement en polyuréthane



Figure VI.4 : Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène

❖ Dans notre cas de figure, une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assureront la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

### Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP1) et (SP2), deux réservoirs d'air d'une capacité respective. 1000 litres d'air et 1500 litres d'air. Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

## Introduction :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

## VII. Pose de canalisation :

### VII.1. Principe de pose de canalisations :

Les conduites sont posées généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite, la pose se fait selon les étapes suivantes :

#### 1. Réalisation des fouilles :

##### ➤ Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0,60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :  $B = D + 2 \cdot e$

Si  $DN \leq 400$  :  $B = D + (2 \times 0,30)$  (m)

Si  $DN > 400$  :  $B = D + (2 \times 0,50)$  (m)

-**B** : largeur de la tranchée (m).

-**D** : diamètre de la conduite (m).

##### ➤ La profondeur de la tranchée :

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit aménagée au dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge, généralement elle varie de 0.8 à 1.20 m.

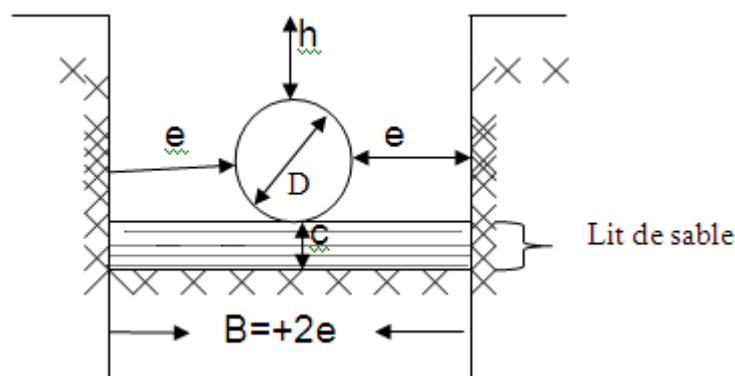


Figure VII : Schéma d'une tranchée.

**2. Aménagement du lit de pose :**

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,10 à 0,20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Ce lit est constitué :

- de gravier, dans les terres ordinaires ;
- de la pierre cassée pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- d'un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.
- pour des terrains peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.
- Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

**3. Préparation à la canalisation :**

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus en travers de la tranchée.

**4. La mise en place des canalisations :**

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.
- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers ;

**5. Epreuve des joints et canalisation principale :**

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

La pression à exercer est en général égale à une fois et demie la pression à laquelle sera soumise réellement la canalisation.

Cette pression est appliquée durant tout le temps nécessaire à la vérification, sans que la durée de l'épreuve puisse être inférieure à 30 mn.

La diminution de la pression ne doit pas être supérieure à 0,2 bars. Cette tolérance étant portée à 0,3 bars pour les conduites de faible pression nominale

### 6. Remblai des tranchées :

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

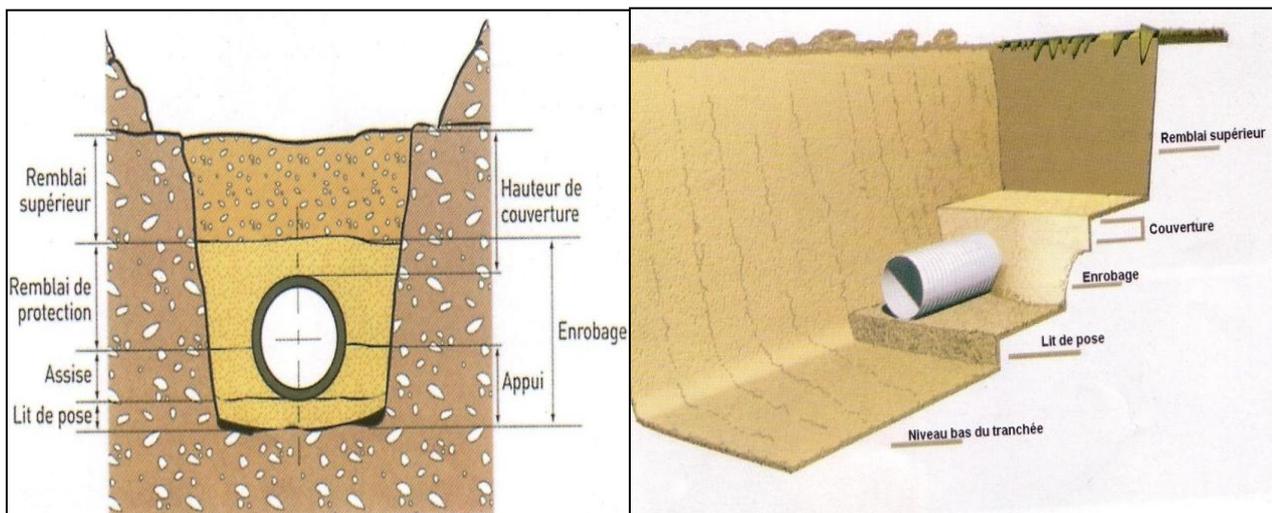


Figure VII.2 : Remblayage des tranchées.

#### VII.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée dont sa largeur doit être suffisante d'une façon qu'un homme puisse y travailler sans difficulté, elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place, la profondeur normale de la tranchée est telle que l'épaisseur du remblai ne soit pas inférieure à 80 cm au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau, cette hauteur se justifie par la nécessité de garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs et de la mettre à l'abri du gel.

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

**VII.1.3. Pose de canalisation en galerie :**

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement.

Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton.

Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route. [4]

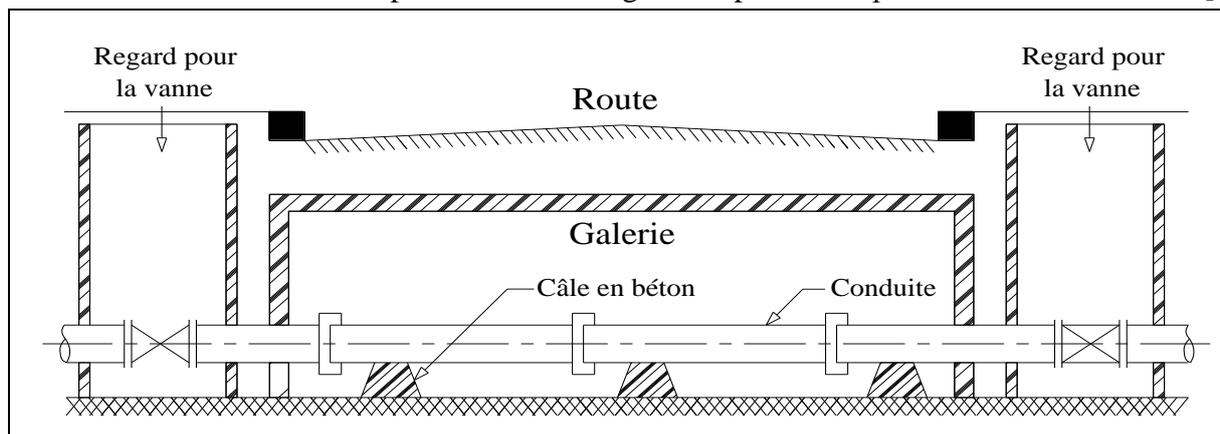


Figure VII.3 : Pose de canalisation en galerie.

**VII.1.4. Pose de canalisation en pente :**

Quand la pente dépasse une certaine limite, les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

La pose en pente d'une canalisation peut être faite de deux façons :

- ✓ En réalisant des massifs en biton pour chaque tuyau ;
- ✓ En réalisant un massif en biton en tête de tronçon verrouillé.

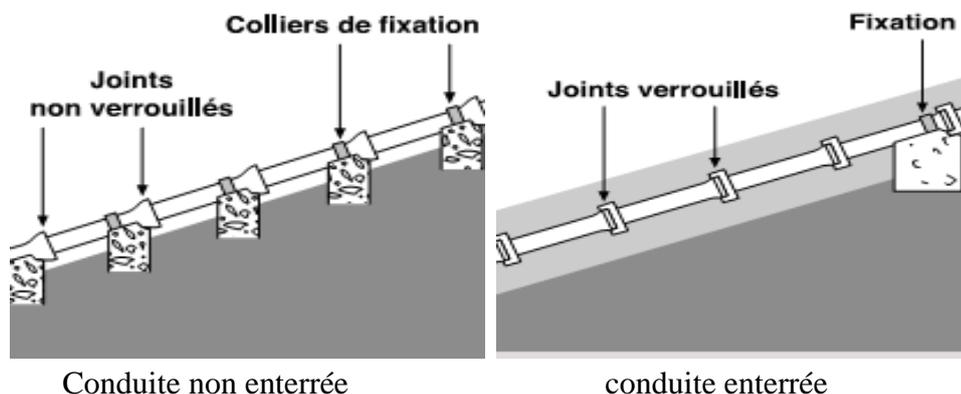


Figure VII.4 : Pose de canalisation en pente.

**VII.1.5. Pose de canalisation dans terrain peu consistant :**

Dans ce cas pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable.

La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol, dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol. [4]

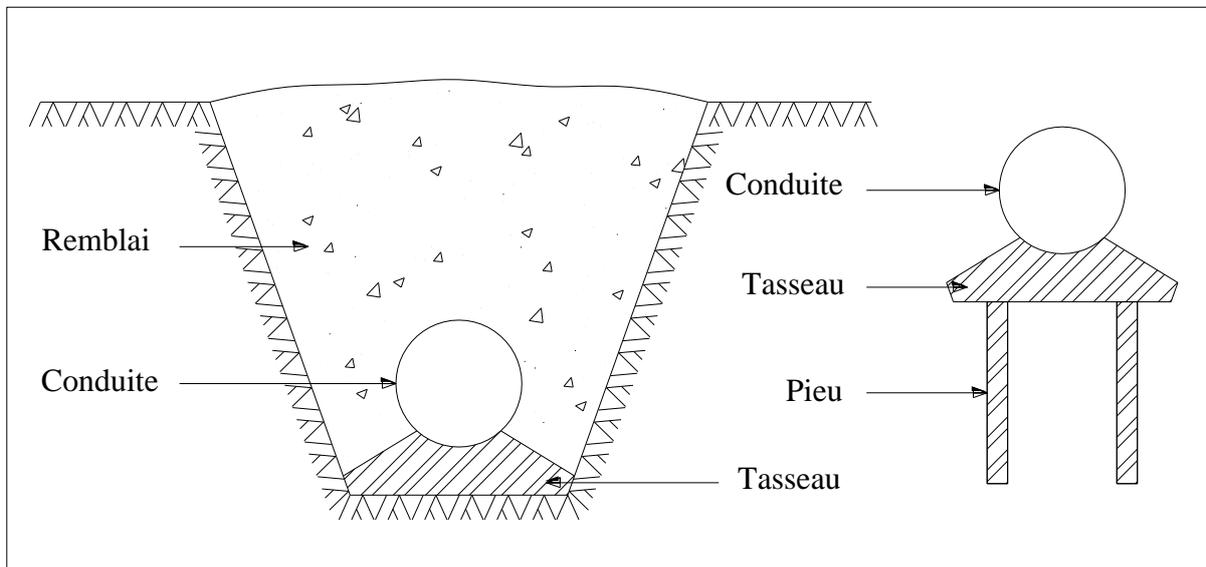


Figure VII.5 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

**VII.1.6. Traversée d'une rivière :**

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple). [4]

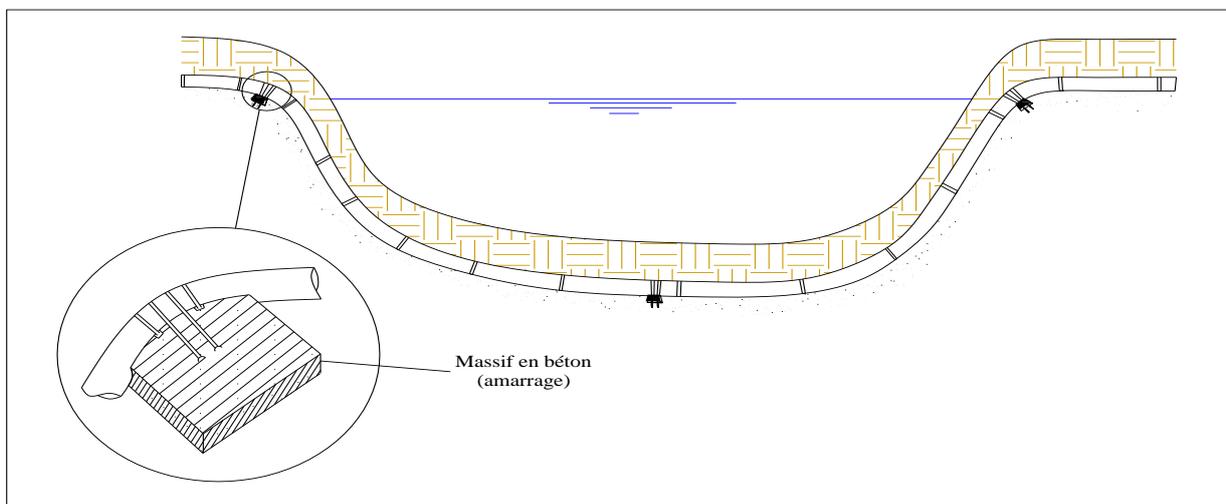


Figure VII.6 : Traversée d'une rivière

**VII.1.7. Traversée de route :**

Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui peuvent causer des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton.

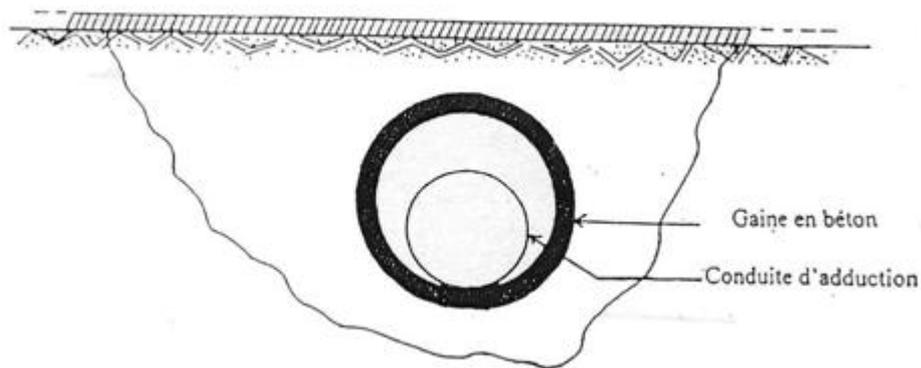


Figure VII.7 : Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

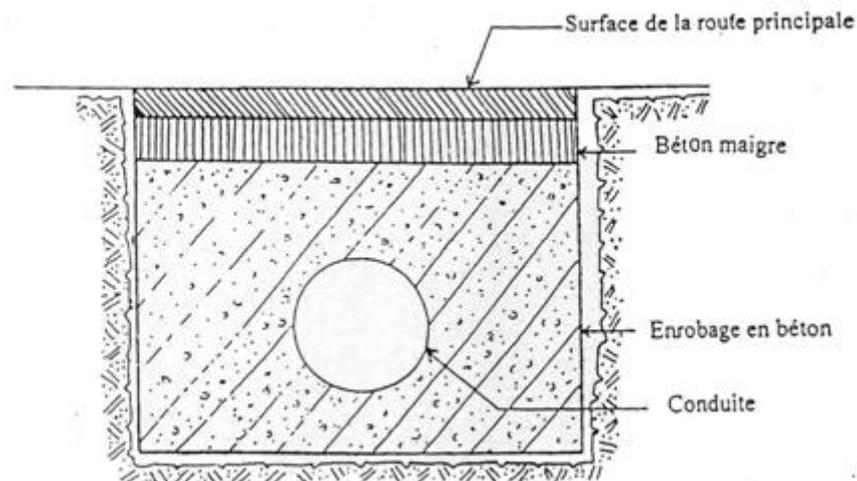


Figure VII.8 : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.

**VII.1.8. Passage de ponts :**

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- ✓ Le supportage ;
- ✓ L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- ✓ L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- ✓ La protection contre le gel si nécessaire.

Il existe deux grands principes de poses que l'on choisie en fonction du type d'ouvrage :

- ✓ Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- ✓ Canalisation indépendante de l'ouvrage.

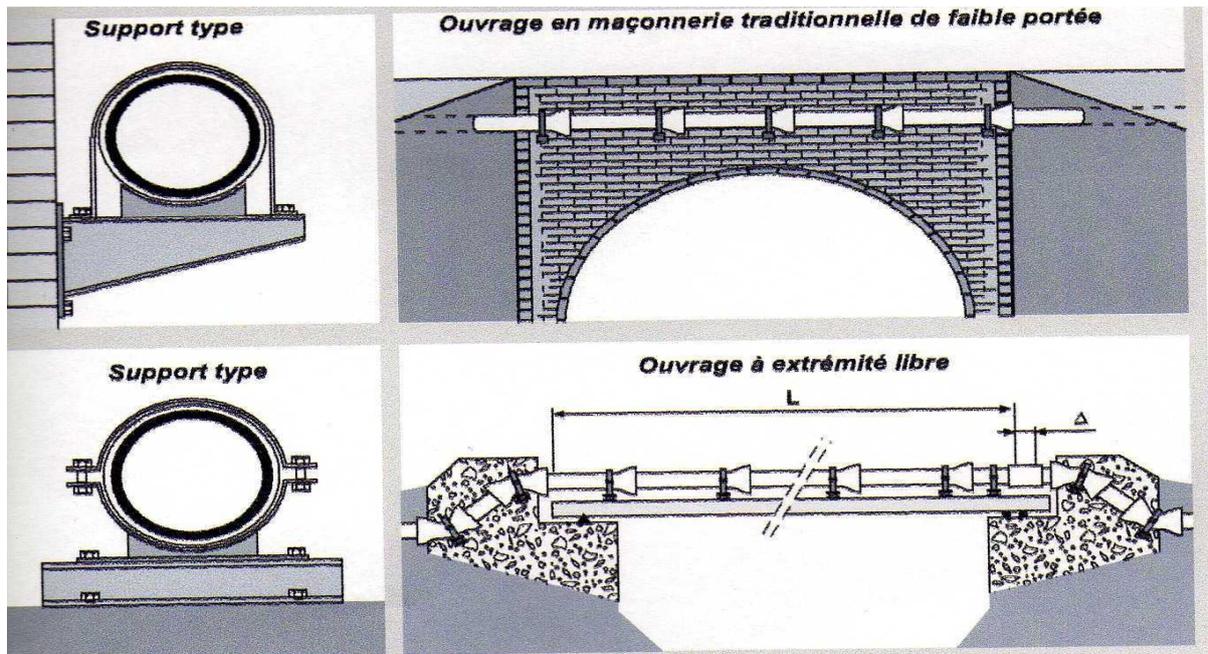


Figure VII.9 : Passage des ponts.

### VII.1.9. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement (même tranchée) :

Le cas concerne essentiellement les conduites de distribution souvent jumelées aux conduites d'assainissement, alors les tuyaux d'eau potable devront être posés au dessus des tuyaux d'eau usée.

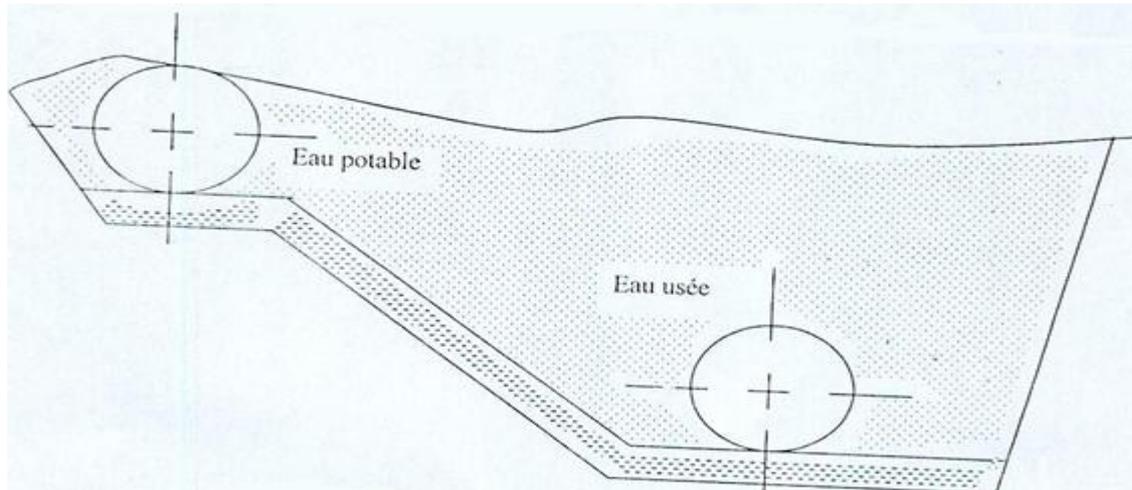


Figure VII.10 : Pose à proximité d'un cours d'eau usée.

### VII.2. Butée et amarrage :

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans les changements de direction.

Afin d'assurer la stabilité et la résistance aux poussées dues à des pressions de l'eau au niveau des coudes, des revêtements et les extrémités où les ruptures pourraient survenir, il y a lieu de construire des massifs en béton qui par leur poids s'opposent au déboîtement des joints

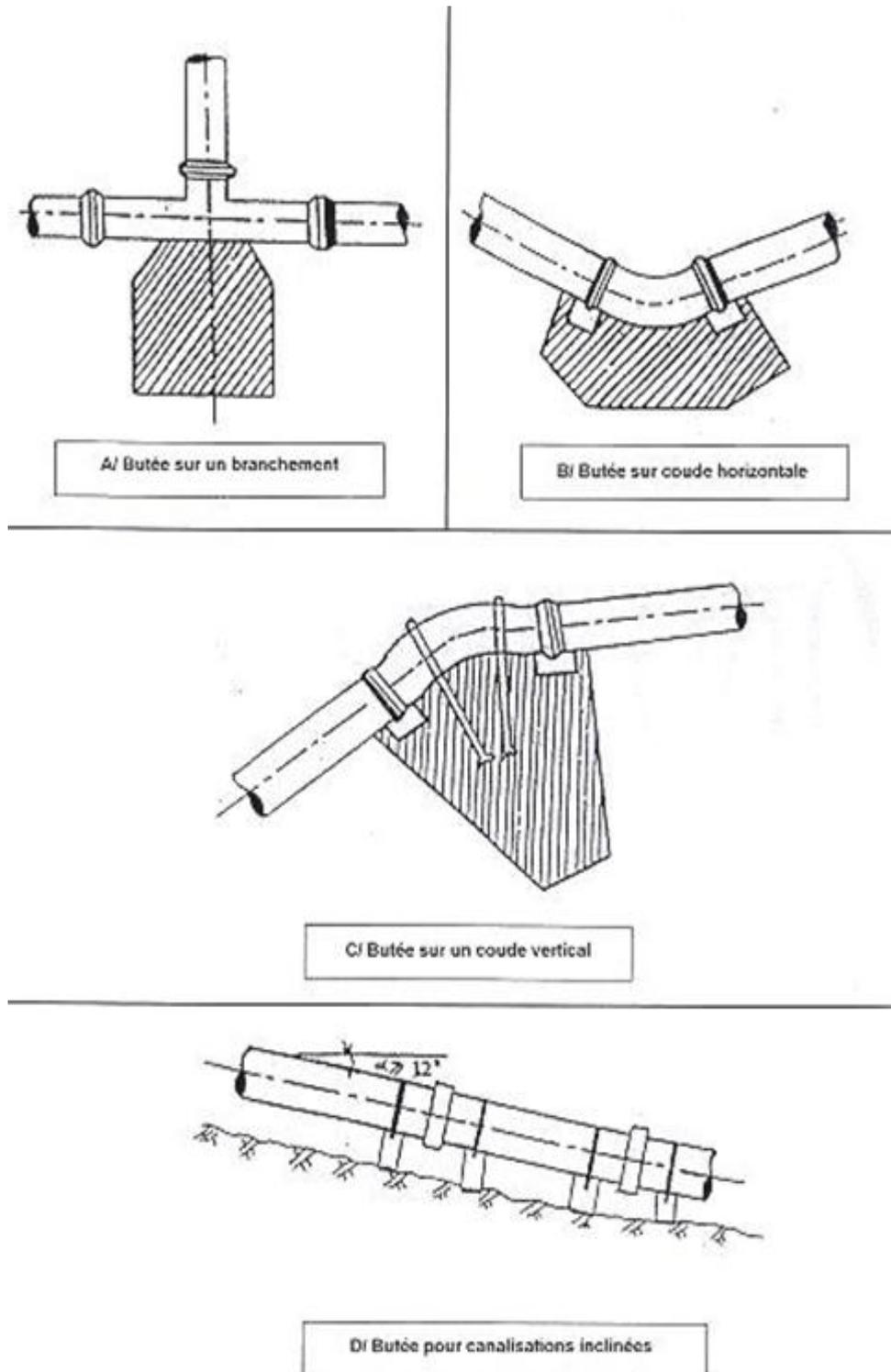


Figure VII.11 : Les butées.

### VII.3. Accessoires :

Les accessoires sont comme suit :

#### VII.3.1. Robinets vannes :

On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, on les place à la sortie de la conduite de départ, chaque (500m) si la longueur de la conduite est très longue.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes papillon.

**a) Robinets-vanne à opercule :**

Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon.

De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule quand on veut les manœuvrer à partir de la position fermée.



Figure VII.12 : Robinet vanne à opercule (source <http://www.stema-international.com>)

**b) Vannes papillon:**

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



Figure VII.13 : Robinets vanne papillon (source <http://www.stema-international.com>)

**Remarque :**

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

- Des robinets vannes à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vannes papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

### VII.3.2. Clapets anti retour :

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. On prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.



Figure VII.14 : Clapet anti-retour (source <http://www.stema-international.com>)

### VII.3.3. Ventouses :

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression et coups de bélier.

La ventouse évacue l'air emprisonné et garanti ainsi la bonne performance de débit des réseaux, par le fait que l'air ne fera pas une **bulle rétrécissant le diamètre** de passage de l'eau.

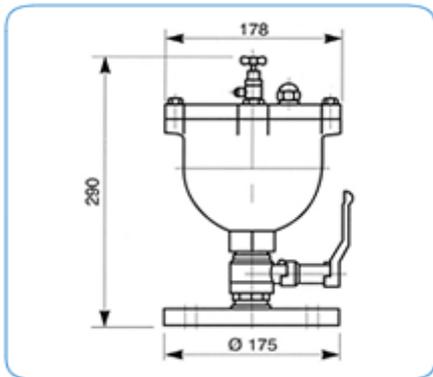
Les ventouses sont placées sur tous les **points hauts** d'un réseau.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

- ✓ Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.
- ✓ Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

**Ventouse Simple Fonction**



**Ventouse Automatique Simple Fonction**

**Fonction**

Dégazage permanent de l'air des conduites en service sous pression.

**Limites d'utilisation :**

- Pression maxi de service : 25 bars
- Pression mini de service : 0,3 bars
- Température maxi de service : 90°C

**Raccordement**

- Par taraudage femelle 1" Gaz
- Par bride DN 40-60 PN 10-16-25-40

**Poids**

- Ventouse seule : 4 Kg
- Avec bride : 5 Kg

**Matériaux**

Fonte et acier inox.

**Ventouse Triple Fonction**



**Ventouse Automatique Triple Fonction**

**Fonction**

- Sortie de l'air à grand débit lors de la mise en eau de la canalisation.
- Dégazage automatique de l'air en service sous pression.
- Entrée d'air à grand débit pour la vidange de la canalisation.

**Limites d'utilisation**

- Pression maxi de service : 25 bars
- Température maxi de service : 80°C
- Etanchéité maximum à très faible pression

**Raccordement**

Par bride DN 40-60-80-100-150-200-250 PN 10-16-25-40

**Matériaux**

Fonte et acier inox

Figure VII.15 : Ventouses automatiques (source www.holam.org)

**Remarque :**

Les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement.

**VII.3.4. Moyens anti-bélier :**(voir chapitre VI):**VII.3.5. By-pass : [4]**

Le by pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

**VII.3.6. Crépines : [3]**

La crépine évite l'entrée des corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

**VII.3.7. Joints de raccordement :**

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser.

Les joints les plus utilisés dans notre cas sont :

- le joint à emboîtement à soudure;
- le joint automatique;
- le joint gibault;
- le joint verrouille;
- les joints mécaniques;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

**VII.3.8. Organes de mesure : [4]****a) Mesure de débit :**

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression

La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

**b) Mesure de pression :**

Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont :

**➤ manomètres à aiguilles :**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane.

L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

➤ **manomètres à soufflet :**

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.

### VII.3.9. Organes de raccordement : [4]

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

#### a) Coude :

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle  $\alpha$  de :  $\frac{1}{4}$  ( $90^\circ$ ),  $\frac{1}{8}$  ( $45^\circ$ ),  $\frac{1}{16}$  ( $22^\circ 30'$ ),  $\frac{1}{32}$  ( $11^\circ 15'$ ).

#### b) Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

#### c) Tés :

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

### Conclusion :

Pour assurer le fonctionnement des conduites dans les meilleures conditions, il est impérativement que la pose doit être faite suivant les normes, pour qu'on assure le rendement voulu et pour augmenter la durée de vie du système.

Et quelque soit ce système, il est nécessaire de doter de plusieurs accessoires sur toute sa longueur aussi pour assurer le bon fonctionnement du réseau et aussi pour protéger la conduite.

## CONCLUSION GENERALE

Au cours de notre travail, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage les équipements hydromécaniques nécessaires pour diriger l'eau du piquage réalisé sur la conduite de transfert reliant le barrage de Koudiet Acerdoun et le flanc sud de la wilaya de Tizi-Ouzou vers la zone d'étude.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 28619 habitants.

L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit de 5817,01 m<sup>3</sup>/j soit 67,33 l/s sera nécessaire pour répondre aux besoins de la région d'étude à l'horizon (2040),

Vu l'importance de la chaîne d'adduction et la faible capacité de stockage existante nous avons constaté qu'il est nécessaire de projeter onze réservoirs, dont huit d'entre eux seront jumelés aux réservoirs existants de capacités.

La grande différence d'altitude qui est de 500 m entre la Bsp1 et le réservoir de tête de Mahbane haut a exigé l'implantation de deux stations de pompage pour élever l'eau jusqu'à ce dernier.

Concernant le réseau d'adductions et le tracé, nous avons essayé de suivre la route parce que le terrain est accidenté dans sa globalité avec les matériaux suivant : Fonte et PEHD, la protection de ce réseau est pris en considération pour augmenter la durée du vie de ce dernier, elle consiste à faire : la protection contre le régime transitoire, c'est la projection des réservoirs d'air pour la partie refoulement, pour la protection contre la corrosion des conduites, on a abouti à faire une manche en polyéthylène.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements hydromécaniques des stations de pompage à fin de garantir la pérennité du projet.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### Ouvrages généraux

- [1] **A. Dupont**: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 ;
- [2] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [3] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101
- [4] **B. SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [5] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [6] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I

### Mémoires de fin d'étude

- [7] **M. AIT AHCENE**, « Alimentation en eau potable du flanc nord de la wilaya de Tizi-Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement - réservoir tampon) », (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2008-2009)
- [8] **S. ZAMOUM**, «Etude de l'adduction en eau potable a partir du barrage Koudiet Acerdoune pour l'alimentation des villes de Kadiria et Lakhdaria(W.Bouira) », (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2009-2010)

### Catalogues

- [9] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [10] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique »

## Annexe I

### CARTE PLUVIOMETRIQUE

Moyennes annuelles 1922-1960 / 1969-1989

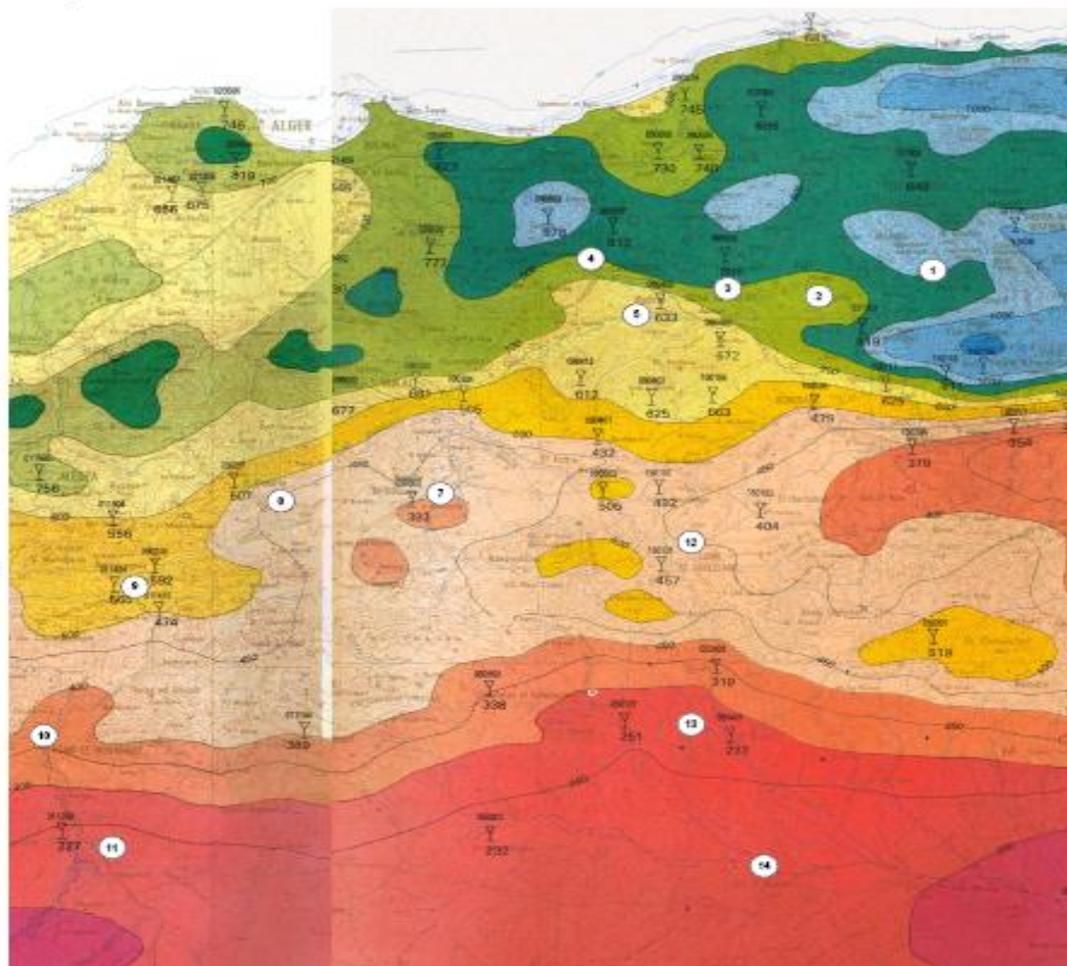
#### LEGENDE

Graduation des isohyètes	Plage de pluviométrie	Graduation des isohyètes	Plage de pluviométrie
150 mm	moins de 200 mm	700 mm	de 600 à 700 mm
200 mm		800 mm	de 700 à 800 mm
250 mm	de 200 à 300 mm	900 mm	de 800 à 900 mm
300 mm		1000 mm	de 900 à 1000 mm
350 mm	de 300 à 400 mm	1200 mm	de 1000 à 1200 mm
400 mm		1400 mm	de 1200 à 1400 mm
450 mm	de 400 à 500 mm	1600 mm	de 1400 à 1600 mm
500 mm		1800 mm	de 1600 à 1800 mm
600 mm	de 500 à 600 mm	2000 mm	plus de 1800 mm

#### Symboles

□	a° de cade (bassin 04, sous bassin 05, 7ième poste)
∇	Pluviomètres
261	Plais moyennes interannuelles en millimètres.

- |                  |                      |
|------------------|----------------------|
| 1: Ouadhia       | 8: El Omania         |
| 2: Boghni        | 9: Berrouaghia       |
| 3: Draa el Mizan | 10: Ksar El Boukhari |
| 4: Lakhdaria     | 11: Boughzoul        |
| 5: Kadiria       | 12: Sour El Ghozlane |
| 6: Tablat        | 13: Sidi Aissa       |
| 7: Béni Slimane  | 14: Ain El Hadjel    |



Annexe I.1: Carte pluviométrique de la zone d'étude

## Annexe II

Annexe II.1: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
<b>0-1</b>	01	1.5	03	3.35	0.75
<b>1-2</b>	01	1.5	3.2	3.25	0.75
<b>2-3</b>	01	1.5	2.5	3.3	01
<b>3-4</b>	01	1.5	2.6	3.2	01
<b>4-5</b>	02	2.5	3.5	3.25	03
<b>5-6</b>	03	3.5	4.1	3.4	5.5
<b>6-7</b>	05	4.5	4.5	3.85	5.5
<b>7-8</b>	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
<b>8-9</b>	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
<b>9-10</b>	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	06
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
<b>12-13</b>	07	05	4.4	4.6	8.5
<b>13-14</b>	07	05	4.1	4.55	06
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	05
<b>15-16</b>	4.5	06	4.4	4.7	05
<b>16-17</b>	05	06	4.3	4.65	3.5
<b>17-18</b>	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
<b>18-19</b>	6.5	05	4.5	4.4	06
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	06
<b>20-21</b>	4.5	04	4.5	4.3	06
<b>21-22</b>	03	03	4.8	3.75	03
<b>22-23</b>	02	02	4.6	3.75	02
<b>23-24</b>	01	1.5	3.3	3.7	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

## Annexe VI

Annexe VI.1: Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air

