

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Renforcement de l'AEP de la ville de Bouzguen à partir du champ de captage d'Oued Boubhir (w. Tizi Ouzou).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0009-19

APA Citation ( APA توثيق ):

**Mimouni, Ahcene (2019). Renforcement de l'AEP de la ville de Bouzguen à partir du champ de captage d'Oued Boubhir (w. Tizi 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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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.



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**RENFORCEMENT DE L'AEP DE LA VILLE DE BOUZGUEN  
A PARTIR DU CHAMP DE CAPTAGE D'OUED BOUBHIR  
(W.TIZI OUZOU)**

**Présenté par :**

MIMOUNI Ahcene

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Président
HEBBOUCHE Abdelhamid	M.C.B	Examinateur
KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examinateur
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	promoteur

**Session Septembre 2019**

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma très chère Mère et mon très cher Père. Je vous remercie sur votre soutien, votre amour inconditionnel et encouragements incessants. Je ne saurai jamais vous remercier autant, mais j'espère que ces quelques mots sauront trouver échos dans vos cœurs.*

*A mes adorables sœurs Zakia et Maya.*

*A mon frère adoré Houcine.*

*A ma chère fiancée Sara*

*A toute ma famille.*

*A tous mes Amis du Lycée et de mon village*

*A tous mes amis de la communauté étudiante que j'ai eu à connaître et à aimer durant ces cinq années.*

*Ahcene*

# Remerciements

*Au début, je remercie DIEU le miséricordieux de m'avoir donné le courage et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Mes remerciements s'adressent à mon promoteur Mr AMMARI.A pour son aide et sa compréhension.*

*Je remercie infiniment Mr ZAMOUM.S pour sa présence et son aide.*

*Je témoigne ma reconnaissance au personnel de la direction des ressources en eau de la wilaya de Tizi Ouzou, particulièrement Mr BELAHCENE ainsi qu'aux personnels du bureau d'étude YUCEF KHODJA à leur tête Mr AMMAR KHODJA.F*

*Je remercie à l'avance l'honorable jury qui aura à examiner ce travail. Vos remarques et propositions seront d'un grand appoint pour moi.*

*Enfin, je tiens à exprimer ma gratitude à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin dans la réalisation de ce travail. Au premier lieu mes amis hydrauliciens.*

*Merci à tous !*

## ملخص

لقد قدمنا في عملنا هذا بدراسة حول مشروع تدعيم شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب لبلدية بوزقن عن طريق استغلال مياه واد بوبهير لان هذه المنطقة تعاني من نقص حاد في الماء. بعد تقديم المنطقة المعنية بالدراسة وتقدير احتياجاتها من الماء، قمنا بتصميم شبكة التزويد بالمياه. إثر إجرائنا لدراسة تقنية واقتصادية، توصلنا إلى تحديد قطر أنابيب نقل المياه بين المحطات. بعد ذلك اخترنا المضخات المناسبة لرفع المياه إلى مختلف محطات الضخ وإعادة الضخ. أخيراً، من أجل حماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية، تطرقنا لدراسة وسائل الحماية المتاحة وقمنا باختيار خزان هوائي حجمه 0,3 م<sup>3</sup> وذلك لمميزاته المتعددة. **الكلمات المفتاحية:** نقص الماء، تدعيم شبكة التزويد، بوزقن، خزان هوائي.

## Résumé :

Dans le présent travail, nous avons fait une étude sur le projet de renforcement de la chaîne d'adduction en eau potable de la commune de Bouzeguène, à partir du champ captant de l'oued Boubhir. Cette région souffre d'une pénurie d'eau à cause du manque des ressources d'eau dans son territoire. L'étude sera faite sur un horizon de projet de 30 ans.

Après avoir présenté le site du projet, on a procédé à l'estimation des besoins en eau des différentes catégories d'usagers et ce dans le but de dimensionner le réseau de la zone d'étude. Une étude technico-économique de l'adduction a été faite pour trouver les diamètres économiques des conduites. Ensuite, on a choisi les pompes adéquates pour nos stations de pompage.

Dans le but de protéger la chaîne de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, nous avons préconisé un réservoir d'air de 0,3 m<sup>3</sup> après avoir fait une vérification de l'apparition de ce phénomène.

**Mots clés :** pénurie d'eau, Bouzeguène, renforcement, réservoir d'air.

## Abstract:

The present work tries to study the project of strengthening the water supply system in the township of Bouzeguene, from the catchment area of oued Boubhir. This region suffers from scarcity in drinking water which is caused mainly by the lack of water resources in the territory. Our estimations are based on the assessment of the region's needs until 2049. After the presentation of the study area, we estimated how much water quantities were needed by all types of consumers and we calculated the dimensions of the tanks of drinking water. After that, we calculated the economic diameter of the water main pipes. Pumps have been selected so they can be used in elevating water to different tanks. In order to protect the pipes from the water hammer phenomenon, an air chamber was calculated.

**Key words:** strengthening, water scarcity, Bouzeguene ; air chamber .

## Sommaire

### Chapitre I : Description de la zone d'étude

Introduction .....	2
I.1. Présentation du site .....	2
I.1.1. Situation géographique et administrative .....	2
I.2. Caractéristiques physiques de la commune .....	3
I.2.1. La morphologie .....	3
I.2.2. Climatologie .....	3
I.3. Situation hydrographique et hydrogéologique .....	8
I.3.1. La géologie .....	8
I.3.2. La sismicité tectonique du site .....	8
I.3.3. Synthèse géotechnique .....	8
I.4. Les ressources en eau .....	9
I.4.1. Les sources .....	9
I.4.2. Description de la chaîne de bouzguene ; .....	10
I.4.3. Stockage existant .....	11
I.4.4. Stations de pompage .....	12
I.4.5. Adduction .....	12
I.4.6. Etat du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Bouzguene .....	14
Conclusion .....	15

### Chapitre II : Etude de la balance demande/ressources à l'horizon d'étude

Introduction .....	16
II.1. Situation démographique et son évolution .....	16
II.2. Evaluation de la population .....	16
II.3. Estimation des besoins en eau de la population .....	17
II.3.1. La dotation .....	17
II.3.2. Consommation moyenne journalière .....	18
II.4. Les différents types de besoins .....	19
II.4.1. Les besoins domestiques .....	19
II.4.2. Les besoins sanitaires .....	20
II.4.3. Les besoins scolaires .....	21
II.4.4. Les besoins socioculturelles .....	22
II.4.5. Les besoins municipaux .....	22
II.4.6. Les besoins industriels .....	23

II.4.7. Les besoins commerciaux .....	23
II.4.8. Les besoins d'élevage .....	25
II.4.9. Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.....	27
I I.5. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	28
II.6. Etude de la variation des débits .....	29
II.6.1. Variation de la consommation journalière .....	29
II.6.2. La consommation maximale journalière $Q_{maxj}$ .....	29
II.6.3. La consommation minimale journalière.....	29
II.6.4. Variation de la consommation horaire .....	29
I I.5.5. Débit de pointe.....	31
Conclusion.....	32

### Chapitre I I I : Dimensionnement de l'adduction

Introduction .....	33
III.1. DEFINITION .....	33
III.2. TRACE DES CONDUITES .....	34
III.2.1. Tracé en plan .....	34
III.2.2 Profil en long .....	34
III.3. Choix du type des conduites .....	35
III .4. Etude Technico-économique .....	36
III .4.1. Calcul des pertes de charge .....	36
III .4.1.2. Pertes de charge singulières HS :.....	37
III 4.1.3. Pertes de charge totales HT.....	37
III .4.2. Détermination de la hauteur manométrique HMT .....	37
III .4.3. Puissance absorbée par la pompe .....	38
III .4.4. Energie consommée par la pompe.....	38
III .4.5. Frais d'exploitation .....	38
III.4.6. Frais d'amortissement .....	38
III .4.7. Bilan économique .....	39
III.5. Dimensionnement des conduites .....	39
III.5.1. Dimensionnement des conduites des quatre puits et la conduite qui relie le point de jonction C à la SR1 .....	39
III.5.2. La conduite reliant SR1 à SR2 .....	48
III.5.3. La conduite reliant SR2 à SP1 .....	50
III.5.4. La conduite reliant SP1 à SP2 .....	52
III.5.5. La conduite reliant SP2 au RAit Ikhlef : .....	54

III.6. Récapitulatif des résultats.....	56
Conclusion.....	57

### **Chapitre IV : Pompage et protection contre les phénomènes transitoires**

Introduction .....	57
IV.2. Modes de couplage des pompes .....	57
IV.2.1. Couplage en parallèle .....	58
IV.2.2. Couplage en série .....	58
IV.3. Choix du nombre de pompe .....	58
IV.4. Le point de fonctionnement .....	58
IV.5. Etude de la cavitation (Notion de NPSH) .....	61
IV.6. Choix des pompes du projet.....	63
IV.6.1. Les pompes des puits P1 , P2,P3,P4.....	63
IV.6.2. La pompe de la SR1 .....	67
IV.6.3. La pompe de la SR2 .....	68
IV.6.4. La pompe de la SP1.....	70
IV.6.5. La pompe de la SP2.....	71
IV.6.6. Tableau récapitulatif.....	72
IV.7. Protection contre le coup de bélier.....	73
IV.7.1 Définition.....	73
IV.8. Dispositifs anti - bélier.....	73
IV.9. Etude du coup de bélier.....	74
IV.9.1. La valeur du coup de bélier .....	74
IV.9.2. Les tronçons (SR1-SR2), (SR2-SP), (SP1-SP2) et (SP2-R Ait ikhelef) : .....	75
IV.9.3. Protection de la conduite SR2-SP1 contre le coup de bélier.....	76
IV.9.4.Calcul du volume d'air anti bélier : .....	76
IV.10. calcul du volume du réservoir avec l'hypothèse de la charge de précontrainte :.....	78
Conclusion.....	79

### **Chapitre V: Les stockages d'eau**

Introduction .....	79
V.1. DEFINITION .....	79
V.2. L'emplacement d'un réservoir .....	79
V.3. Classification des réservoirs.....	79
V.4. Choix de type du réservoir .....	80
V.5. Fontainerie et équipements des réservoirs .....	80
V.5.1. Conduite d'arrivée .....	80
V.5.2. Conduite de départ ou de distribution .....	80

V.5.3. Conduite de trop plein et conduite de vidange .....	81
V.5.4. Conduite de by-pass .....	81
V.5.5. Matérialisation d'une réserve d'incendie .....	81
V.6. Capacité d'un réservoir .....	82
V.7. Dimensionnement des stations de reprises.....	83
V.8. Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprises.....	83
V.8.1. Dimensionnement du réservoir de la station de reprise 1 (SR1).....	83
V.8.2. Dimensionnement du réservoir de la SR2 .....	84
V.8.3 Dimensionnement du réservoir de la station de pompage 1 (SP1).....	84
V.8.4. Dimensionnement du réservoir de la SP2 .....	86
V.8.5. Dimensionnement du réservoir R Ait-Ikhelef .....	88
Conclusion.....	89
Chapitre VI : Organisation de chantier.....	89
Introduction .....	89
VI.1.Différents travaux à entreprendre.....	89
VI.1.1.Travaux concernant l'adduction .....	89
VI.1.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain .....	89
VI.1.3.Travaux concernant les stations de pompage .....	89
VI.1.4. Choix des engins de terrassement .....	90
VI.2. Calcul des volumes des travaux .....	93
VI.2.1. Calcul du volume du déblai.....	93
VI.2.2. la profondeur ( $H_{tr}$ ) .....	93
VI.2.3. Largeur de la tranchée .....	93
VI.2.4. Calcul du volume du déblai.....	93
VI.2.5. Lit de sable .....	94
VI.2.6. Volume de la conduite.....	94
VI.2.7. Remblai compacté .....	95
VI.3. Devis estimatif .....	95
VI.4. Planification des travaux.....	95
VI.6. Planification par la méthode du réseau .....	96
Conclusion.....	99
Conclusion générale.....	100

## Listes des tableaux

### CHAPITRE I : Description de la zone d'étude

Tableau I. 1: Les températures moyennes mensuelles (1998-2013).....	3
Tableau I. 2: Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle en (mm) de (1998-2013).....	6
Tableau I. 3: Températures et précipitations moyennes mensuelles interannuelles de la commune Bouzguene pour la période (1998-2013). ....	7
Tableau I. 4: Micro-sources recensées de la commune.....	9
Tableau I. 5: Caractéristiques des forages existants.....	9
Tableau I. 6: Caractéristiques des réservoirs de la commune. ....	11
Tableau I. 7: Caractéristiques des stations de pompage.....	12
Tableau I. 8: Adductions principales .....	12
Tableau I. 9: Adductions secondaires. ....	12
Tableau I. 10: Adductions secondaires (suite).....	13

### CHAPITRE II : Etude de la balance demande/ressources à l'horizon d'étude

Tableau II . 1: Estimation de la population des villages de Bouzguéne aux différents horizons.....	16
Tableau II . 2: Estimation de la population des villages de Bouzguéne aux différents horizons (suite)	17
Tableau II . 3: Normes de consommation pour les différents équipements .....	18
Tableau II . 4: Normes de consommation pour les différents équipements (suite).....	19
Tableau II . 5: Les besoins domestique.....	19
Tableau II . 6: Les besoins domestique (suite).....	20
Tableau II . 7: Les besoins du secteur de la santé. ....	20
Tableau II . 8: Les besoins du secteur de l'éducation. ....	21
Tableau II . 9: Les besoins du secteur socioculturel .....	22
Tableau II . 10: Les besoins des administrations et des services. ....	22
Tableau II . 11: Les besoins du secteur industriel.....	23
Tableau II . 12: Les besoins du secteur commercial. ....	23
Tableau II . 13: Les besoins du secteur commercial (suite).....	24
Tableau II . 14: Les besoins du secteur commercial (suite).....	25
Tableau II . 15: Les besoins du secteur d'élevage. ....	25
Tableau II . 16: Les besoins du secteur d'élevage (suite) .....	26
Tableau II . 17: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière. ....	27
Tableau II . 18: Récapitulatif des besoins totaux en eau en tenant compte des pertes (20%).....	28
Tableau II . 19: Débit Q max et Q min. ....	29

Tableau II . 20: Valeur du coefficient « $\beta$ » en fonction du nombre d’habitant.....	30
Tableau II . 21: Valeur de débit max horaire. ....	30
Tableau II . 22: Valeur de débit de pointe.....	31
Tableau II . 23: Débit de pointe de chaque village .....	31
Tableau II . 24: Récapitulatif des résultats.....	32

## **CHAPITRE I I I : Dimensionnement de l’adduction**

Tableau III. 1: Caractéristiques des cinq conduites .....	40
Tableau III. 2: Les diamètres sélectionnés pour chaque conduite .....	41
Tableau III. 3: Caractéristiques de la conduite C1 .....	41
Tableau III. 4: Les frais d’amortissement de la conduite C1 .....	42
Tableau III. 5: Les frais d’exploitation de la conduite C1 .....	42
Figure III. 6: Le bilan des coûts de la conduite C1 .....	42
Tableau III. 7: Caractéristiques de la conduite C2.....	43
Tableau III. 8: Les frais d’amortissement de la conduite C2 .....	43
Tableau III. 9: Le bilan des coûts de la conduite C2.....	44
Tableau III. 10: Caractéristiques de la conduite C3.....	45
Tableau III. 11: les frais d’amortissement de la conduite C3 .....	45
Tableau III. 12: Le bilan des coûts de la conduite C3.....	45
Tableau III. 13: Caractéristiques de la conduite C4.....	46
Tableau III. 14: Les frais d’amortissement de la conduite C4 .....	46
Tableau III. 15: Les frais d’exploitation de la conduite C4 .....	47
Tableau III. 16: Le bilan des coûts de la conduite C4.....	47
Tableau III. 17: Les frais d’amortissement de la conduite C .....	48
Tableau III. 18: Les frais d’exploitation de la conduite C .....	48
Tableau III. 19: Le bilan des coûts de la conduite C.....	48
Tableau III. 20: Calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR1-SR2 .....	49
Tableau III. 21: Les frais d’amortissement de la conduite SR1-SR2.....	50
Tableau III. 22: Les frais d’exploitation de la conduite SR1 - SR2 .....	50
Tableau III. 23: Bilan des frais de la conduite SR1-SR2 .....	50
Tableau III. 24: Calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR2-SP1 .....	51
Tableau III. 25: Frais d’amortissement de la conduite SR2-SP1 .....	52
Tableau III. 26: Les frais d’exploitation de la conduite SR2-SP1 .....	52

Tableau III. 27: Le bilan des frais de la conduite SR2-SP1.....	52
Tableau III. 28: Les frais d'exploitation de la conduite SP1-SP2.....	54
Tableau III. 29: Le bilan des frais de la conduite SP1-SP2 .....	54
Tableau III.. 30: Frais d'amortissement de la conduite SP2-RAit Ikhelef.....	56
Tableau III.. 31: Les frais d'exploitation de la conduite SP2-reservoir <sub>Ait yekhelef</sub> .....	56
Tableau III. 32: Le bilan des frais de la conduite SP2-RAit ikhelef.....	56
Tableau III. 33: Récapitulatif des différents diamètres calculés. ....	57

## **CHAPITRE IV: Pompage et protection contre les phénomènes transitoires**

Tableau IV. 1: Tension de vapeur d'eau en fonction de la température. ....	63
Tableau IV. 2: Caractéristiques de la pompe sélectionnées pour le P1.....	63
Tableau IV. 3: Caractéristiques de la pompe sélectionnée pour le P2 .....	64
Tableau IV. 4: Caractéristiques de la pompe sélectionnée pour le P3 .....	65
Tableau IV. 5: Caractéristiques de la pompe sélectionnée pour le P4 .....	66
Tableau IV. 6: Caractéristiques de la pompe sélectionnée pour la SR1.....	67
Tableau IV. 7: Caractéristiques des pompes sélectionnées pour la SR2.....	68
Tableau IV. 8 Caractéristiques de la pompe sélectionnée pour la SP1 .....	70
Tableau IV. 9: Caractéristiques des pompes sélectionnées pour la SP2 .....	71
Tableau IV. 10: Tableau récapitulatif de différentes pompes sélectionnées.....	72
Tableau IV. 11: Les caractéristiques des conduites. ....	76
Tableau IV. 12: Calcul de la valeur maximale du coup de bélier. ....	76

# Listes des Figues

## CHAPITRE I : Description de la zone d'étude

Figure I. 11 : La localisation de la zone d'étude .....	2
Figure I. 2: Courbe des températures moyennes mensuelles (1998-2013). .....	6
Figure I. 3: Histogramme des précipitations moyennes annuelles (1998-2013).....	6
Figure I. 4: Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gausсен. ....	7
Figure I. 5: Conduites de distribution à ciel ouvert.....	14
Figure I. 6: Risque de contamination par le réseau d'assainissement.....	15

## CHAPITRE I I I : Dimensionnement de l'adduction

Figure III. 1- Adduction gravitaire à partir d'une source.....	34
Figure III. 2- Adduction par refoulement .....	35
Figure III. 3: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans.	43
Figure III. 4: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans.	44
Figure III. 5: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans.	46
Figure III. 6: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans.	47
Figure III. 7 : Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans	49
Figure III. 8: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans.	51
Figure III. 9: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans.	53
Figure III. 10: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans	55
Figure III. 11: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans	57

## CHAPITRE IV: Pompage et protection contre les phénomènes transitoires

Figure IV. 1: Aucune entrée de table d'illustration n'a été trouvée.: Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation. ....	61
Figure IV. 2: Roues soumises à la cavitation. ....	61
Figure IV. 3: Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression .....	62
Figure IV. 4: Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge. ....	62
Figure IV. 5: Courbes caractéristiques de la pompe P1 .....	64
Figure IV. 6: Courbes caractéristiques de la pompe P2 .....	65

Figure IV. 7: Courbes caractéristiques de la pompe P3 .....	66
Figure IV. 8: Courbes caractéristiques de la pompe P4 .....	67
Figure IV. 9: Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 1 .....	68
Figure IV. 10: Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 2 .....	69
Figure IV. 11: Courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage 1 .....	70
Figure IV. 12: Courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage 1 .....	71
Figure IV. 13: Installation d'une cheminée d'équilibre. ....	74

## **Introduction générale**

L'Algérie est un pays semi-aride où la pluviométrie est faible et souvent irrégulière, ce qui a engendré une pénurie d'eau et une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable des localités, à un tel point que dans beaucoup de régions, les robinets sont trop souvent à sec et les gens dépensent beaucoup de temps, d'énergie et d'argent pour se procurer de ce liquide très vital.

Avec une demande en plein essor, et dans un contexte de raréfaction des ressources en eau, résultat des changements climatiques d'un côté et de la pollution des ressources existantes d'un autre côté, la satisfaction de cette demande n'est pas une tâche aisée.

Connaissant les conséquences désastreuses que peut causer le manque des ressources en eau, l'Algérie déploie de grands efforts pour améliorer sa situation hydrique et ce dans le but de remédier au problème de manque d'eau et de pouvoir répondre aux besoins incessamment croissants des différents consommateurs.

Notre projet s'inscrit dans cette perspective, à savoir améliorer l'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguène qui accuse, depuis de longues années, un grand déficit en matière d'alimentation en eau potable causé par l'insuffisance des ressources mobilisables dans la région. Portant pour thème le renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune à partir de quatre puits réalisés dans la nappe alluviale de l'oued Boubhir, notre travail vise essentiellement à dimensionner le nouveau réseau d'adduction projeté à partir de ces puits.

Le travail s'articulera sur six chapitres :

Dans le premier chapitre, une présentation sommaire de la zone d'étude et de ses caractéristiques essentielles est donnée. Le deuxième chapitre se portera sur Les différents besoins de la commune y sont déterminés et calculés. Le dimensionnement de l'adduction fera l'objet du troisième chapitre. Le chapitre quatre se portera sur le pompage et la protection contre les phénomènes transitoires puis le calcul des dimensions des réservoirs de stockage pour le chapitre suivant qui sera le cinquième chapitre. On finira par le sixième et le dernier chapitre qui sera sur l'organisation d'un chantier qui consiste à déterminer la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux.

Une conclusion générale couronnera notre travail.

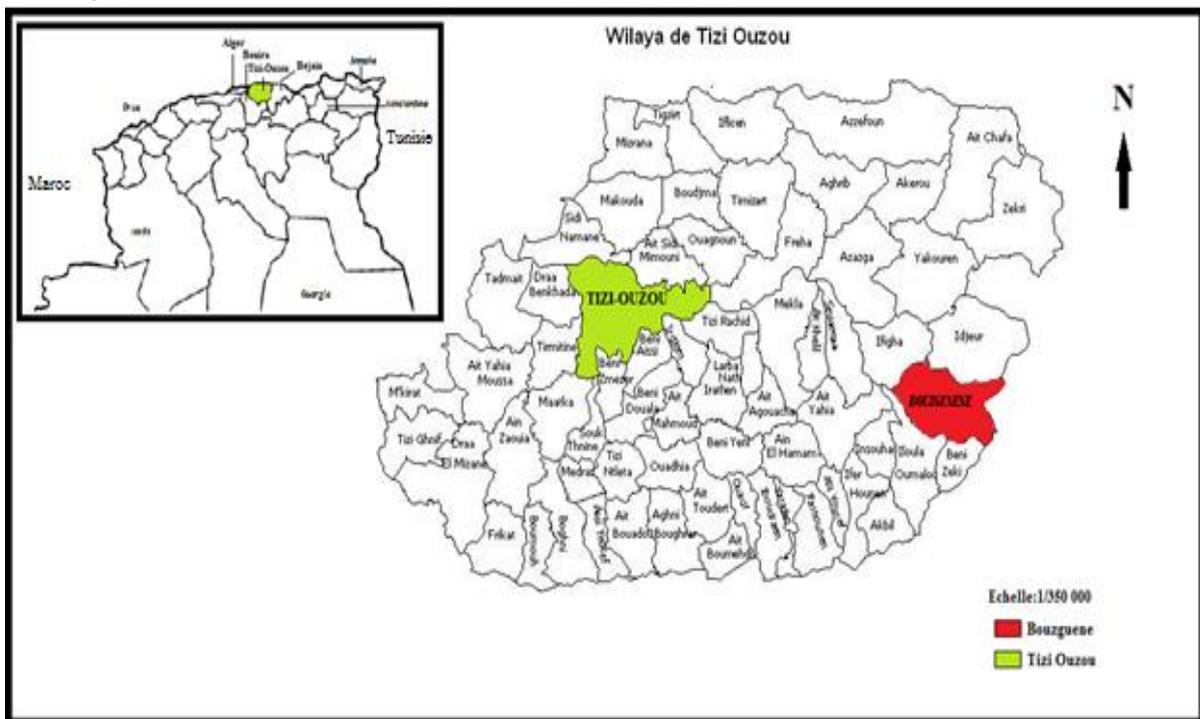
**Introduction**

Ce présent chapitre va porter une vision globale sur la région d'étude, tout en soulignant l'extrême importance de la connaissance des différentes situations géographiques, topographiques, géologiques, climatiques, démographiques et hydrauliques sur le projet d'étude. La finalité étant d'aboutir à une conclusion qui favorisera plus l'analyse et l'observation critique du territoire à étudier.

**I.1. Présentation du site**

**I.1.1. Situation géographique et administrative**

La commune de Bouzeguène (Wizgan en Kabyle) est située au Sud-Est de la wilaya de Tizi-Ouzou entre les longitudes 4°28'47'' et les latitudes 36°37'00'' à environ 75 km du chef-lieu de wilaya, elle s'étend sur une surface de 66,90 Km<sup>2</sup>



**Figure I.1 :** La localisation de la zone d'étude

Sur le plan administratif, elle est délimitée par :

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

**I.2. Caractéristiques physiques de la commune**

Dans cette partie il s'agit d'étudier les contraintes naturelles liées à l'aménagement à effectuer ; Nous aurons comme contraintes naturelles à étudier : la morphologie, la climatologie et la géologie.

### I.2.1. La morphologie

L'étude relative à la délimitation et à la caractérisation des zones de montagne et les massifs montagneux du Djurdjura classe la commune de Bouzguene dans la zone de moyenne montagne (étage inférieur).

La région est composée de différentes classes d'altitudes qui sont :

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

### I.2.2. Climatologie

#### I.2.2.1. Le climat :

Le climat de la région de Bouzguene est dit méditerranéen tempéré, caractérisé par deux saisons ; un hiver froid et humide et un été chaud et sec. L'analyse des données climatiques mesurées à la station météorologique de la wilaya de Tizi-Ouzou au cours de la période (1998-2013) a permis d'évaluer les paramètres suivants :

- **Les Températures :**

**Tableau I.1:** Les températures moyennes mensuelles (1998-2013).

Mois	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy
Moy	10,11	10,55	13,6	16,08	19,59	24,71	27,97	28,12	24,42	20,49	14,64	11,7	18,5

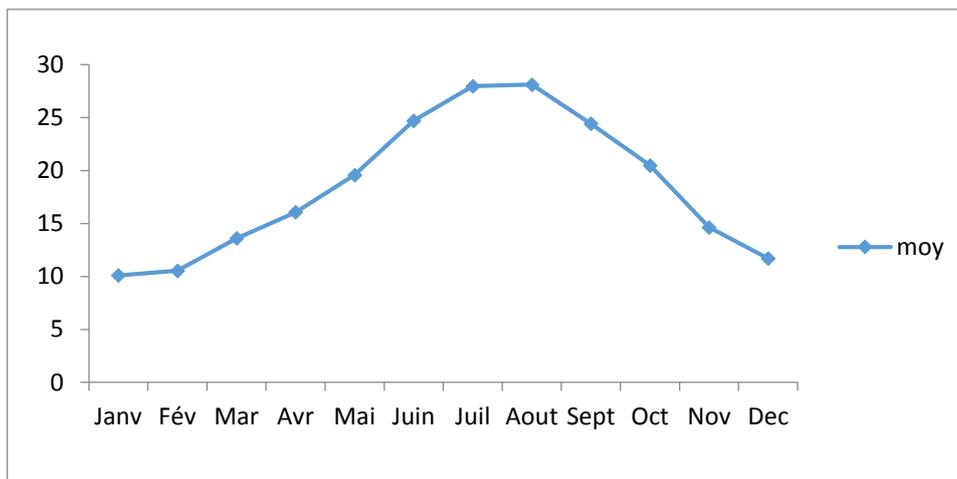


Figure I.3 : Courbe des températures moyennes mensuelles (1998-2013).

- La pluviométrie

Tableau I.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle en (mm) de (1998-2013).

Années (1998-2013)	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Total
Moyenne	111,6	93	80,3	86,5	75,5	9	2,2	6,1	35,8	64	122,4	124,7	811

L'analyse du tableau ci-dessus montre que les précipitations les plus élevées sont enregistrées aux mois de **Novembre, Décembre et Janvier (122,36 mm ; 124,69mm et 111,58mm)** Qui caractérisent la saison hivernale. Par contre les précipitations les plus basses sont enregistrées aux mois de **Juin, Juillet et Août (8,99mm ; 2,16mm et 6,14mm)** qui caractérisent la saison estivale comme le montre la (Figure I.3).

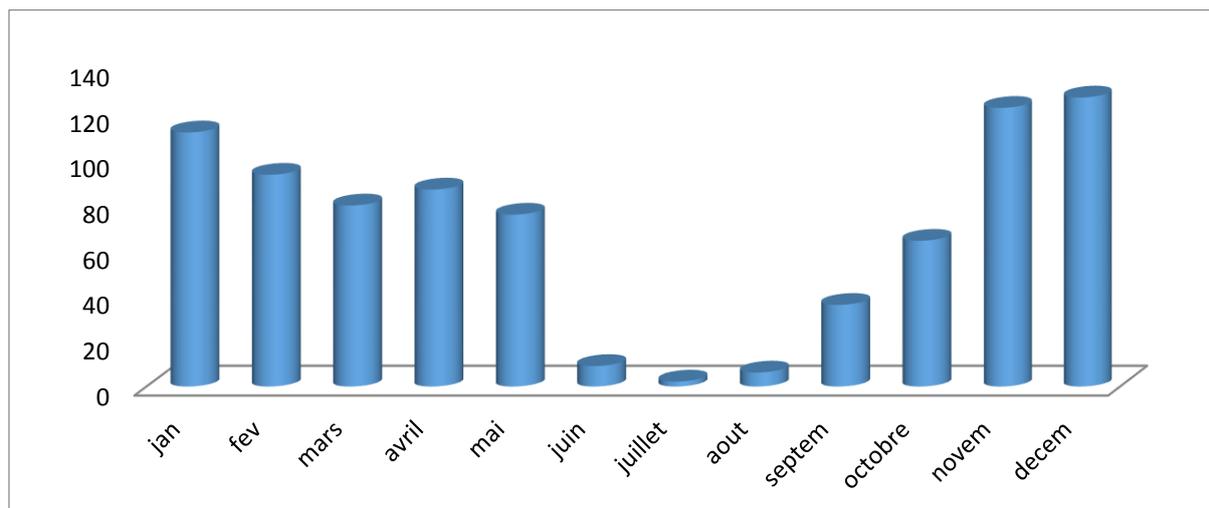


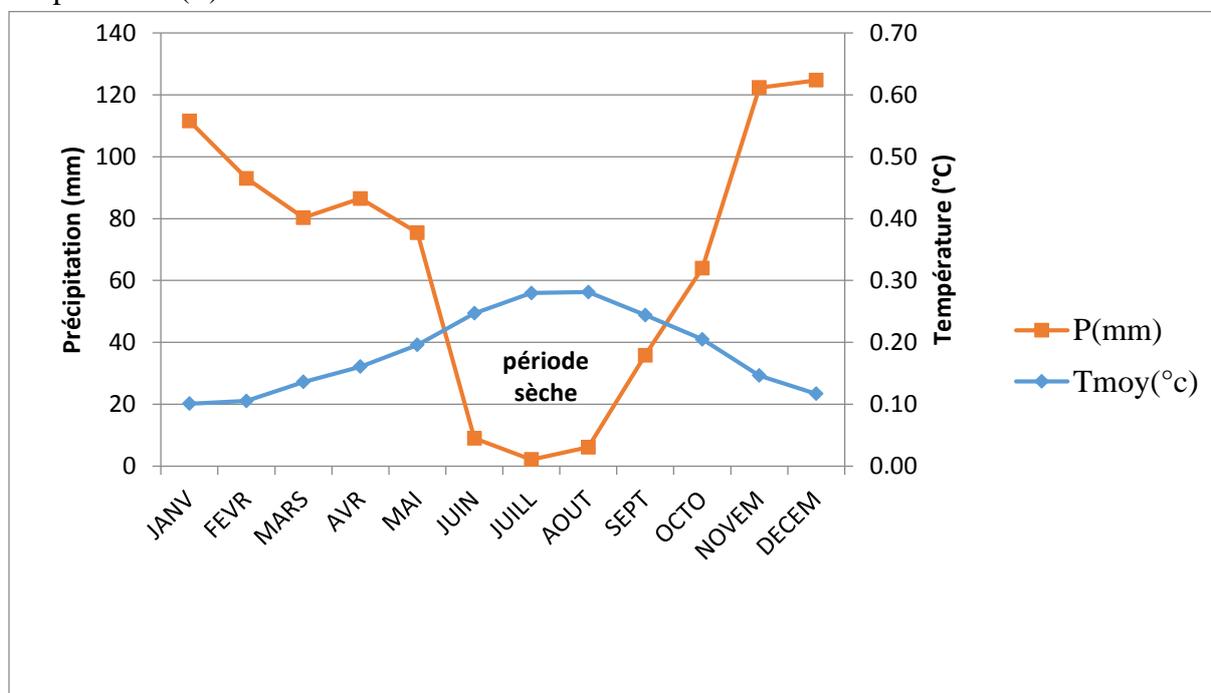
Figure I.4: Histogramme des précipitations moyennes annuelles (1998-2013)

Les températures moyennes sont portées sur le tableau ci-après :

**Tableau I.3** : Températures et précipitations moyennes mensuelles interannuelles de la commune Bouzguene pour la période (1998-2013).

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.
T <sub>moy</sub> (°c)	10,11	10,55	13,6	16,08	19,6	24,7	27,97	28,12	24,42	20,49	14,64	11,77
P <sub>moy</sub> (mm)	111.58	92.99	80,3	86.50	75.46	8,99	2,16	6.14	35.84	64.00	122.36	124.69

Le diagramme ombrotérmique ci-dessous permet de déterminer l'intensité de la période sèche, pour cela, en abscisses sont portés les mois de l'année, et en ordonnées, à gauche, les précipitations (P) en (mm) et à droite, les températures (T) en (°C), de telle façon que l'échelle des précipitations soit le double de celle des températures: ( $P= 2T$ ). Ainsi la saison sèche se détermine lorsque la courbe des précipitations (P) est au-dessous de la courbe des températures (T).



**Figure I.5** : Diagramme ombrothérmique de Bagnouls et Gausсен.

**Interprétation**

D'après le **tableau I.3** et le diagramme ombrothérmique **figure I.5**, on constate que la période sèche s'étale sur une durée de fin Mai jusqu'à fin septembre, cette période permet de déterminer la période ou il est nécessaire d'irrigué, la période humide est comprise entre le mois de septembre et mois de mai.

### **I.3. Situation hydrographique et hydrogéologique**

La région est caractérisée par un réseau hydrographique dense. Elle est parcourue par une multitude de cours d'eau allant de simples ruisseaux, aux oueds dont la direction générale est Sud-Nord. Ils ont les caractéristiques des oueds nord africains, à savoir : écoulement torrentiel en hiver (en période de précipitations) et presque pas d'écoulement en été (en période de sécheresse).

#### **I.3.1. La géologie**

La région de Bouzguene est caractérisée par quatre formations géologiques qui sont les micaschistes schistes satiné, le Permo-Tréas, L'Eocène moyen marin et l'Oligocène marin.

En dominance des formations d'Oligocène marin comportant en générale des formations marneuses incluant des grés dans différents états (compacté, remanié et altéré).

(source : Description géologique de la Kabylie [galica.bnf.fr])

#### **I.3.2. La sismicité tectonique du site**

Le Nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée liée aux mouvements de plaques et à l'interaction aux frontières de ces plaques. Notre site d'étude est situé dans la zone (II a), zone de moyenne sismicité selon le RPA 99.

#### **I.3.3. Synthèse géotechnique**

La région de Bouzguene est caractérisée par un terrain moyennement stable à l'érosion. La région est affectée par des glissements de terrains de grande ampleur ou on observe des terrains affaissés (Stades, routes), des bâtisses menacées de destruction surtout dans la région Ahrik et le village Sahel.

D'après les analyses qui ont été faites sur différentes études, géologiques, géomorphologiques et les visites sur site et d'après les études lancées par le laboratoire L.H.C.C pour différentes zones de glissement de la commune, on a pu récupérer l'étude géotechnique en cours de la première phase dans les villages Sahel et Ahrik.

La commune de Bouzguene est caractérisée par (03) classes de terrains qui sont les suivants :

##### **1) Les terrains favorables**

Occupant une petite bande au Sud-Est caractérisée par des pentes qui varient entre 10% et 15% un terrain plus au moins plat caractérisé par des formations marneuses incluant des grès et aussi une portance importante.

##### **2) Les terrains moyennement favorables**

Occupant presque la totalité de la commune avec des pentes plus aux moins élevées qui varient entre 15% et 22% caractérisées par des marnes et des grés.

##### **3) Les terrains défavorables**

Occupant les parties où les pentes sont fortes supérieures à 25% L'influence de la pente devient très importante sur le coût et la conception des zones à urbaniser et les zones où le glissement est considérable surtout dans les régions Ahrik et Sahel. Des grandes fissures supérieures à 20cm de terrains sont enregistrées ce qui a engendré des dégâts de grandes ampleurs, certains poteaux ont été cisailés au niveau de plusieurs constructions en amont et en aval de la route, des importants affaissements de la route goudronnée menant vers Sahel, on constate aussi des bâtisses et certains gabions qui ont été réalisés sont presque recouverts

par des terres engendrées par le glissement cela implique l'ampleur de ce dernier dans ces villages.

La région de Bouzguene est caractérisée par des glissements de terrains de grande ampleur cela vu la nature lithologique de terrain (Marnes et Argiles) qui sont sensible à l'érosion et la morphologie qui est la pente (15% à 25%) pour cela des études géotechniques in-situ sont impératives et indispensables avant la réalisation de n'importe quel projet sur ce site, et cela vue l'hétérogénéité du sol.

**I.4. Les ressources en eau**

En vue de l'obtention d'une connaissance parfaite de la situation actuelle en matière d'approvisionnement en eau potable de la commune de bouzguene, nous avons procédé à une étude qui rassemble toutes les informations disponibles concernant situation hydraulique de la commune (sources, réseaux, stockages).

**I.4.1. Les sources**

L'alimentation en eau potable de la commune de Bouzguene est assurée par la principale chaine d'Adardar qui couvre les besoins de la majeure partie de la commune avec un débit moyen journalier de **1750 m<sup>3</sup>/j** en plus des sources secondaires (Tala Bouda, Aghendjour ; Insar) qui totalisent un débit moyen journalier estime a **1556 m<sup>3</sup>/j** sensées garantir la distribution en eau des trois villages Sahel, Taourirt et Takoucht.

Les principales micro-sources recensées dans la commune de Bouzguene sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau I.4 : Micro-sources recensées de la commune.**

<b>Captage</b>	<b>Destination</b>
Timghit et Alma guezguaren	Ait Ikhlef
Anza, Insar Guizem, Nezla Oucharchour, Tala Tboukhboukhen	Ait Salah
Taliouine, Tamarsout	
Tala Boudghagh	Ait Iken
Boulam, Tilifsiouine, Tizgui	Ait Said ,Ibekarene, Ighil Tizi Boua

Les caractéristiques des forages de la commune de Bouzguene sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau I.5 : Caractéristiques des forages existants**

<b>Localisée</b>	<b>Nombre de forages</b>	<b>Etat</b>
Ikoussa	01	Non potable (excès de Fer)
Ait Ikhlef	02 de (6 l/s)	Attente de mise en service

Source : Direction des ressource en eau

#### I.4.2. Description de la chaine de bouzguene ;

La distribution des villages de la commune de Bouzguene se fait à partir des réservoirs de stockage existants, elle est représenté comme suit;

- ❖ **Village Sahel:** La distribution du village Sahel se fait à partir du réservoir R400m<sup>3</sup> avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 à Ø250
- ❖ **Village Taourirt:** La distribution en eau potable du village Taourirt se fait à partir des deux réservoirs R50m<sup>3</sup> et R100m<sup>3</sup> avec des conduites en acier et en PEHD de diamètre qui varie entre Ø 15/21 Acier et Ø 40 PEHD.
- ❖ **Village Takoucht:** La distribution en eau du village se fait à partir des deux réservoirs R150m<sup>3</sup> et R 2x100m<sup>3</sup> avec des conduites vétustes en acier galvanisé de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø80.
- ❖ **Village Ait Ikhlef :** La distribution en eau du village se fait à partir du réservoir R100m<sup>3</sup> avec des conduites en acier et en acier noir de diamètre qui varie entre Ø 20/27 AG et Ø200 AE
- ❖ **Village Ait Salah :** La distribution de la zone I du village est assurée par la bache à eau de 80m<sup>3</sup> avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 et Ø 110. Pour la zone II, elle est alimentée à partir du réservoir R100m<sup>3</sup> avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 et Ø160.
- ❖ **Village Ait Semlal :** La distribution de ce village est assurée par le réservoir R150m<sup>3</sup> avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø110.
- ❖ **Village Ait Ferrache :** Ce village est alimenté uniquement par piquage de la conduite de ramification de Ø75 alimentant le village Ait Semlal.  
Notant que les localités Ait Maouche et Ait Arezoui sont déficitaires en terme d'alimentations en eau potables avec un réseau de distribution en très mauvais état menaçant ça population de contaminations, ce qui l'incite à acheter l'eau de consommation.
- ❖ **Village Ait Mizere :** La distribution du village est assurée par le réservoir R50m<sup>3</sup> avec des conduites généralement en acier galvanisé de diamètre Ø 40.
- ❖ **Village Ihitoussene :** La distribution du village se fait à partir du réservoir R200m<sup>3</sup> avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 et Ø160.
- ❖ **Village Ait Sidi Amar :** La distribution du village se fait à partir du réservoir R150m<sup>3</sup> avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø25 et Ø150.
- ❖ **Plateau Loudha :** La distribution du plateau est assurée par le réservoir R300m<sup>3</sup> situé à Tazrout avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø25 et Ø150.
- ❖ **Village Ighil Tiziboua :** La distribution du village se fait à partir du réservoir R200 m<sup>3</sup> avec des conduites en acier de diamètre Ø100.
- ❖ **Bouzguene Village :** La distribution se fait à partir du réservoir R200m<sup>3</sup> avec une conduite en acier noir de diamètre Ø150, des ramifications sur cette dernière complètent la distribution totale du village.
- ❖ **Village Ibekarene :** La partie Ouest du village est alimentée à partir R100m<sup>3</sup> alimenté par les deux captages Tilifsiouines et Tizgui avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø75.

La partie Est du village est alimentée à partir des deux réservoirs R50m<sup>3</sup> alimenté par la source Tala Boudghagh et l'adduction Addardar et le réservoir R100m<sup>3</sup> alimenté

- par l'adduction Addardar avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø125.
- ❖ **Village Ibouyoufsen :** La distribution du village se fait à partir des deux réservoirs R100m<sup>3</sup> et R50m<sup>3</sup> avec des conduites en acier de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø100.
- ❖ **Village Tizouine :** Le village est alimenté à partir du réservoir R100m<sup>3</sup> avec des conduites en acier de diamètre qui varie entre Ø40/49 et Ø100 acier noir.
- ❖ **Bouzeguene Centre :** Le chef lieu de Bouzeguene est alimenté à partir des deux réservoirs R200m<sup>3</sup> et R100 m<sup>3</sup> avec des conduites en acier de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø150.
- ❖ **Village Ahrik :** La distribution en eau potable est assurée par les deux réservoirs R100m<sup>3</sup> et R200m<sup>3</sup> avec deux conduites principales en acier de Ø150 et Ø90. Des ramifications sur ces dernières complètent la distribution totale du village.
- ❖ **Village Ait Said :** La distribution en eau du village se fait à partir du réservoir R100m<sup>3</sup> avec des conduites en acier de diamètre qui varie entre Ø30 et Ø90.
- ❖ **Village Imoussa :** Ce village est alimenté à partir du réservoir R50m<sup>3</sup> avec des conduites en acier de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø90
- ❖ **Village Houra :** La distribution du village est assurée par les deux réservoirs R300m<sup>3</sup> avec des conduites en acier et en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 et Ø90.
- ❖ **Village Tazrout :** La distribution du village se fait à partir du réservoir R300m<sup>3</sup> avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 et Ø100.

La figure (I.6) représente un schéma de l'ancienne chaîne d'adduction de la commune :

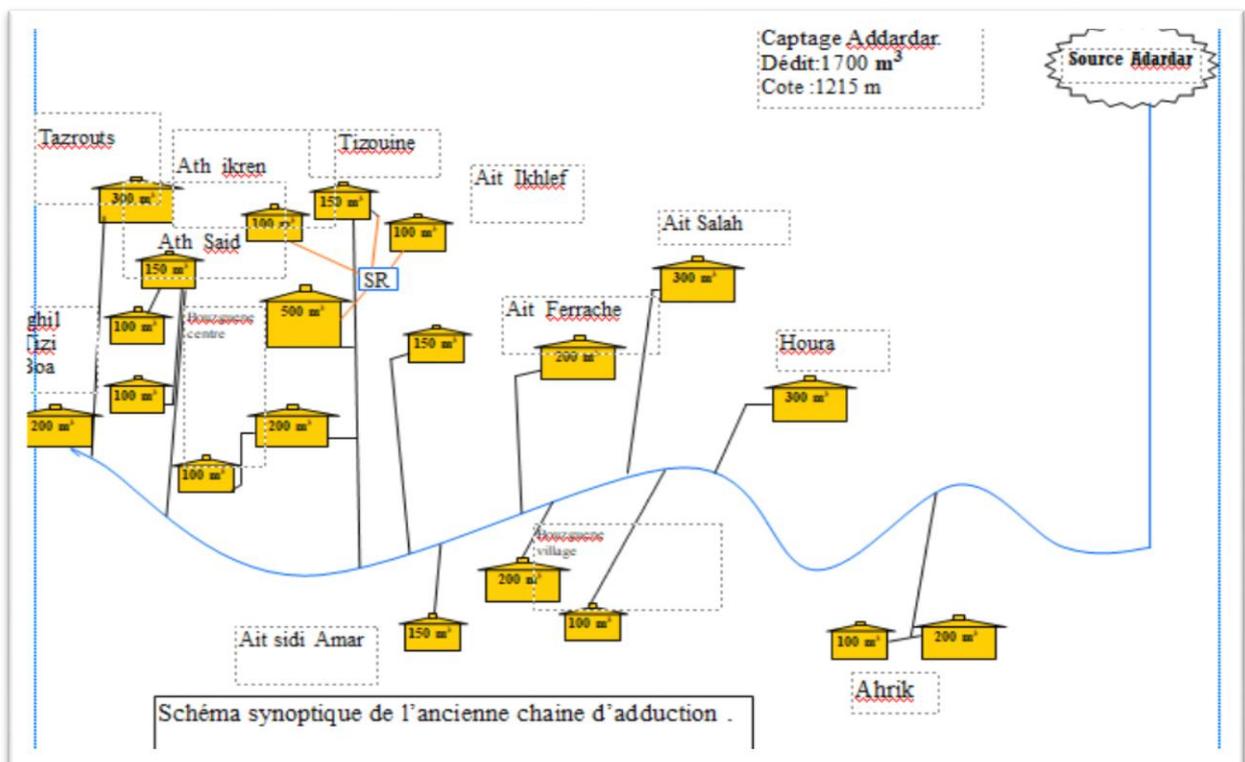


Figure I.6 : Schéma synoptique de l'ancienne chaîne d'adduction de la commune

**I.4.3. Stockages existants**

La commune de Bouzguene est dotée de 60 réservoirs avec un volume total de **8670m<sup>3</sup>** repartis comme suit:

**Tableau I.6 :** Caractéristiques des réservoirs de la commune. (Source : Direction des ressource en eau)

Villages	Nombre de réservoirs	Capacité (m <sup>3</sup> )	Nouveaux réservoirs
Ighil Tizi Boua	01	200	
Ikoussa	02	50+50	
Tazrouts	04	300+100+50+300	
Ibouyoussféne	03	100+100+50	50 m <sup>3</sup> en cours
Ait Said	03	100+100+150	
Ibakarene	04	100+100 +100+50	
Ait Ikhlef	03	1000+100+100	500 m <sup>3</sup> en cours
Ait Ikarne	01	50	
Ait Mizere	01	50	
Tizouine	02	100+100	
Ait Ikene	03	100+120+50	
Ihitoussene	02	200+100	
Ait Ferrache	02	100+50	
Ait Semllal	02	150+50	300m <sup>3</sup> projeté
Ait Salah	05	100+100+100+80+300	
Ahrik	02	200+100	
Houra	03	300+300+100	
Bouzguene centre	04	500+200+100+20	
Ait Sidi Amar	01	150	
Bouzguene village	01	200	
Taourirt	06	100+100+50+50+50+100	
Takhoucht	04	100+100+100+250	
Sahel	01	400	
<b>Total</b>	<b>60</b>	<b>8670</b>	<b>850 m<sup>3</sup></b>

Source : Direction des ressources en eau

**I.4.4.Stations de pompage**

Les caractéristiques des stations de pompage de la commune de Bouzguene sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau I.7 :** Caractéristiques des stations de pompage.

Nom	Commune	Localité	Nombre de pompes	Capacité du réservoir
<b>SP1</b>	Bouzguene	Ait Salah	2	100m <sup>3</sup>
<b>SP2</b>	Bouzguene	Takhoucht	2	100m <sup>3</sup>
<b>SP3</b>	Bouzguene	Takhoucht	2	250 m <sup>3</sup>
<b>SP4</b>	Bouzguene	Taourirt	1	100 m <sup>3</sup>
<b>SP5</b>	Bouzguene	Taourirt	2	500m <sup>3</sup>

### I.4.5. Adduction

#### I.4.5.1. Adductions principales

Les adductions principales de la commune de Bouzguene sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau I.8 : Adductions principales**

Adduction	Départ	Arrivée	Diamètre	Matériaux
Adardar 02	Source Adardar	R1000m <sup>3</sup> Ait Ikhlef	Ø300	Acier
Adduction Aghendjour	Source Aghendjour	SP1 Takhoucht	Ø80	Acier
Adduction Thala Bouda	Source Thala Bouda	Takhoucht et Sahel	Ø125	Acier
Adduction Insar	Source Insar	SP Taourirt	Ø80	Acier

#### I.4.5.2 Adductions secondaires

Les adductions secondaires de la commune de Bouzguene sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau I.9 : Adductions secondaires.**

Départ	Arrivée	Matériaux
<b>I-Par piquage sur la conduite principale Ø300 Acier Adardar 02</b>		
Ø300 Acier Adardar 02	R200m <sup>3</sup> et R100m <sup>3</sup> Ahrik	Ø90 PEHD
Ø300 Acier Adardar 02	R300m <sup>3</sup> Hora	Ø90 PEHD
Ø300 Acier Adardar 02	R300m <sup>3</sup> Hora	Ø125PEHD
Ø300 Acier Adardar 02	R300m <sup>3</sup> Ait Salah	Ø90 PEHD
Ø300 Acier Adardar 02	R100m <sup>3</sup> Ait Salah	Ø90 PEHD
<b>II-Par piquage sur la conduite Ø300 Acier Addardar 01</b>		
Ø300 Acier Addardar 01	R200m <sup>3</sup> Ighil Tizi Boa	Ø90 PEHD
<b>III- Par piquage sur l'adduction secondaire Ø300 /150 PEHD à partir de R1000m<sup>3</sup></b>		
Ø300 /150 PEHD	R50m <sup>3</sup> Ait Mizer	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R100m <sup>3</sup> Ihitoussen	Ø63 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R150m <sup>3</sup> Ait Semlal	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R100m <sup>3</sup> Takhoucht	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R100m <sup>3</sup> Taourirt	Ø63 PEHD
Ø300 /150 PEHD	By pass vers R100m <sup>3</sup> Ires	Ø63 PEHD

Tableau I.9 : Adductions secondaires (suite)

Ø300 /150 PEHD	R400m <sup>3</sup> Sahel	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R200m <sup>3</sup> Bouzguene Village	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	By pass vers R150m <sup>3</sup> Ait Sidi Amar	Ø63 PEHD
<b>IV- Par piquage sur l'adduction secondaire Ø300 /200 Acier à partir de R1000m<sup>3</sup></b>		
Ø300 /200 Acier	R300m <sup>3</sup> Tazrout	Ø90 PEHD
Ø300 /200 Acier	R100m <sup>3</sup> Ait Said	Ø90 PEHD
Ø300 /200 Acier	R50m <sup>3</sup> Ikoussa	Ø63 PEHD
Ø300 /200 Acier	R100m <sup>3</sup> Ait Iken	Ø63 PEHD
Ø300 /200 Acier	By pass vers R100m <sup>3</sup> Ibouyousféne	Ø63 PEHD
Ø300 /200 Acier	R100m <sup>3</sup> Tizouine	Ø63 PEHD
Ø300 /200 Acier	R500m <sup>3</sup> Bouzguene Centre	Ø150 Acier/ Ø125 PEHD
Ø300 /200 Acier	R50m <sup>3</sup> Ait El Karn	Ø50 PEHD
Ø300 /200 Acier	R100m <sup>3</sup> Ait Ikhlef	Ø50 PEHD
<b>V- Adductions secondaires par refoulement à partir des stations de pompage</b>		
SP1 (R100m <sup>3</sup> Takhoucht	SP2 (R250m <sup>3</sup> ) Takhoucht	Ø80 Acier
SP1 (R100m <sup>3</sup> Taourirt	SP2 (R50m <sup>3</sup> ) Taourirt	Ø125 Acier noir
SP2 (R50m <sup>3</sup> Taourirt	R50m <sup>3</sup> Taourirt	Ø125 Acier noir
SP R100m <sup>3</sup> Ait Salah	R100m <sup>3</sup> Ait Salah	Ø90 PEHD
SP2 (R250m <sup>3</sup> Takhoucht	R 2x100m <sup>3</sup> Takhoucht	Ø200 Acier

Source : Direction des ressources en eau

**I.4.6. Etat du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Bouzguene**

Le réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Bouzguene est de faible à moyen état, à savoir les anciennes conduites se dégradent de plus en plus. (Voir photos I.6, I.7)



**Figure I.6 : Conduites de distribution à ciel ouvert.**



**Figure I.7 : Risque de contamination par le réseau d'assainissement**

**Conclusion**

Dans ce chapitre on a pu présenter notre zone d'étude sur plusieurs plans. Topographique, hydraulique etc ...

On a conclu que notre zone d'étude fait parti d'une zone montagneuse non stable, caractérisée par le manque de ressource.

## CHAPITRE II : Etude de la balance demande/ressources à l'horizon d'étude

### Introduction

L'estimation des besoins en eau des consommateurs est très importante car elle nous permettra, grâce aux données collectées dans les différents services concernant les types de consommateurs, et en se référant aux normes de consommation, de déterminer les volumes d'eau dont a (ont) besoin la (les) localité(s) étudiée(s).

### II.1. Situation démographique et son évolution

D'après les dernières données du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de la wilaya de Tizi-Ouzou effectué en 2008, la population de la commune de bouzguene s'élève à 24142 habitants avec un taux d'accroissement de 1%, réparti sur les 23 villages que comporte la commune.

### II.2. Evaluation de la population

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

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

Avec :

- $P_n$  : Population à l'horizon de calcul ;
- $P_0$  : Population de l'année de référence (2008);
- $T$ : Taux de croissance naturel de la population en % ;
- $n$ : Nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon de calcul.

Les horizons de calcul considérés sont :

- Moyen terme : 2034 ( $n=26$ ).
- Long terme : 2049 ( $n=41$ ).

La répartition et l'évolution démographique sur les différents horizons sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (II.1) :** Estimation de la population des villages de Bouzguéne aux différents horizons.

Villages	Pop 2008	2019	2034	2049
IghilTiziBoua	1717	1916	2481	3731
Ait Iken	458	511	662	995
Tazrouts-Loudha	1094	1221	1581	2377
Ibouyoussféne	756	843	1092	1643
Ait Said	457	510	660	993
Ibakarene	777	867	1123	1688
Ait Ikhlef	364	406	526	791

**Tableau (II.1) :** Estimation de la population des villages de Bouzguène aux différents horizons (suite)

Ait Mizere	500	558	723	1087
Tizouine	439	490	634	954
Imoussa	412	460	595	895
Ihitoussene	327	365	473	711
Ait Ferrache-Ait Semllal	1746	1948	2523	3794
Ait Salah	2046	2283	2957	4446
Ahrik	2027	2261	2929	4405
Houra	1901	2121	2747	4131
Bouzguene centre	2788	3110	4029	6058
Ait Sidi Amar	1265	1411	1828	2749
Bouzguene village	295	329	426	641
Taourirt	1404	1566	2029	3051
Takhoucht	1095	1222	1582	2379
Sahel	2274	2537	3158	4749
<b>Total</b>	<b>24142</b>	<b>26934</b>	<b>34759</b>	<b>52269</b>

### II.3. Estimation des besoins en eau de la population

A fin d'assurer une meilleure installation des différentes infrastructures servant à l'alimentation d'une région quelconque, on est amené à évaluer les différents besoins actuels et futures de ces villages.

#### II.3.1. La dotation

Appelée aussi la norme de consommation, elle est définie comme étant la quantité d'eau quotidienne que l'être humain doit utiliser dans ses différents besoins (le ménage, cuisine, douche, etc).

La commune de Bouzeguène est alimentée essentiellement à partir du captage de sources. Actuellement, la source principale est celle d'Aderdar qui a un débit variable, il atteint les 3621,3 m<sup>3</sup>/j en hiver et 800 m<sup>3</sup>/j en été (aux périodes les plus sèches) ; avec une dotation majorée de 150 l/j/h donnée par (Direction des ressources en eau de la willaya de Tizi-Ouzou).

#### II.3.2. Consommation moyenne journalière

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population, et par d'autres équipements pendant une journée exprimée par la relation de  $Q_{moy,j}$  suivante :

$$\text{Avec : } Q_{moy,j} = \frac{N \times D}{1000} \text{ (m}^3\text{/j)} \quad (\text{II.2})$$

$Q_{moy,j}$  : Le débit moyen journalier ;

D : La dotation (l/j/habitant) ;

N : Le nombre d'habitants ;

### I I.3.3. Les normes de consommations pour les différentes utilisations

Les normes de consommations pour les différents équipements existants sont données dans le tableau (I I.2) suivant :

**Tableau ( II.2) : Normes de consommation pour les différents équipements**

Equipements		La dotation (l/j/unité)	Unité
<b>Scolaire</b>	Primaire	10	Elève
	C.E.M		
	Lycée		
	C.F.P.A		
	Technicum		
<b>Sanitaire</b>	Polyclinique	10	Surface
	Salle de soins	5	Surface
	Maternité	10	Surface
	Hôpital projeté	20	Lit
<b>Socioculturel</b>	Mosquée	15	Fidèle
	Foyer de jeunes	5	Adhérent
	Bibliothèque	5	Adhérent
	Maison de jeunes	5	Adhérent
	Complexe sportif	60	Athlète
	Centre culturel	5	Adhérent
	Crèche	30	Elève
	Centre psychopédagogique	15	Patient
<b>Administratif</b>	Siège de daïra	10	Employé
	Siège d'APC		
	Agence postale		
	Banque BDL		
	Sureté urbaine		
	Protection civile		
	Subdivision d'hydraulique		
	Direction d'urbanisme		
	ADE		
	Services des impôts		
	Trésorier communal		
	SAA		
	CNAS		
	SONELGAZ		
Antenne APC hora			

**Tableau ( II.2) : Normes de consommation pour les différents équipements (suite)**

<b>Commerce</b>	Superette	10	Employé
	Fast Food/ restaurant	30	Employé
	Pharmacie	5	Employé
	Café	20	Employé
	Station-service	-	-
	Lavage/ graissage	-	-
	Boulangerie	30	Employé
	Pâtisserie	30	Employé
	Mécanique auto	30	Employé
	Menuiserie	10	Employé
	Douches publique	200	Employé
	Dégraissage	100	Employé
	Abattoir	-	-
<b>Cheptels</b>	Bovins	60	Tête
	Ovins	5	Tête
	Caprins	5	Tête

Source : Bureau d'étude YUCEF KHODJA

**II.4. Les différents types de besoins**

- Les besoins domestiques ;
- Les besoins sanitaires ;
- Les besoins scolaires ;
- Les besoins socioculturelles ;
- Les besoins du secteur municipal ;
- Les besoins d'élevage ;
- Les besoins de secteur commercial ;
- Les besoins industriel.

**I I.4.1. Les besoins domestiques**

Les besoins domestique sont présentés dans le tableau(II.3) suivant :

**Tableau II.3. : Les besoins domestique**

Villages	population en 2019	consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)	population en 2049	consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
IghilTiziBoua	1916	287,4	3731	559,65
Ait Iken	511	76,65	995	149,25
Tazrouts-Loudha	1221	183,15	2377	356,55
Ibouyoussféne	843	126,45	1643	246,45
Ait Said	510	76,5	993	148,95

**Tableau II.3. :** Les besoins domestique (suite)

Ibakarene	867	130,05	1688	253,2
Ait Ikhlef	406	60,9	791	118,65
Ait Mizere	558	83,7	1087	163,05
Tizouine	490	73,5	954	143,1
Imoussa	460	69	895	134,25
Ihitoussene	365	54,75	711	106,65
Ait Ferrache-Ait Semllal	1948	292,2	3794	569,1
Ait Salah	2283	342,45	4446	666,9
Ahrik	2261	339,15	4405	660,75
Houra	2121	318,15	4131	619,65
Bouzugene centre	3110	466,5	6058	908,7
Ait Sidi Amar	1411	211,65	2749	412,35
Bouzugene village	329	49,35	641	96,15
Taurirt	1566	234,9	3051	457,65
Takhoucht	1222	183,3	2379	356,85
Sahel	2537	380,55	4749	712,35
<b>Total</b>	<b>26934</b>	<b>4040,25</b>	<b>52268</b>	<b>7840,2</b>

**II.4.2. Les besoins sanitaires**

Les besoins sanitaires sont présentés dans le tableau(II.4) suivant :

**Tableau II.4. :** Les besoins du secteur de la santé.

<b>Location</b>	<b>Nombre d'établissement</b>	<b>Cons.moy.j (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>Cons.moy.j (l/s)</b>
Tazrouts Loudha	01 Polyclinique	1	0,011
Ait Said	01 salle de soin	0,2	0,0023
Sahel	01 salle de soin	0,2	0,0023
Taurirt	01 salle de soin	0,2	0,0023
Tizouine	01 salle de soin	0,2	0,0023
Bouzugene centre	01 Maternitéurbaine	0,2	0,0023
	03 pharmacies	0,6	0,0069
<b>Total</b>	<b>9</b>	<b>2,6</b>	<b>0.03</b>

## II.4.3. Les besoins scolaires

Les besoins sanitaires sont présentés dans le tableau(II.5) suivant :

**Tableau II.5.** : Les besoins du secteur de l'éducation.

Villages	Nombre d'établissement	Effectif élèves	Effectif personnel	Effectif total	Dotation (l/h/j)	Cons.moy.j (m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy.j (l/s)
Ahrik	01 Primaire	132	9	141	15	2,11	0,024
Ait Ferrache	01 Primaire	92	6	98		1,47	0,017
Ai Ikhlef	01 Primaire	52	5	785		11,77	0,14
	01 Lycée	682	46				
Ait Said	01 Primaire	24	4	28		0,42	0,005
Ait Salah	01 Primaire	140	8	148		2,22	0,026
Bouzuene centre	01 Primaire	280	13	685		10,27	0,118
	01 CEM	359	33				
Bouzuene village	01 Primaire	89	8	97		1,45	0,0168
Houra	01 Primaire	81	7	495		7,42	0,086
	01 CEM	380	27				
Iberkarene	01 Primaire	76	7	83		1,24	0,014
Ighil Tizi Boa	01 Primaire	83	7	90		1,35	0,016
Ihitoussene	01 Primaire	24	4	28		0,42	0,005
Sahel	01 Primaire	138	8	444		6,66	0,077
	01 CEM	276	22				
Takhoucht	01 Primaire	67	7	74		1,11	0,013
Taurirt	01 Primaire	28	4	32		0,48	0,006
Tazrouts-Loudha	01 Primaire	93	8	1447		21,71	0,251
	01 CEM	384	28				
	01 Technicum	877	57				
<b>Total</b>	21	4357	318	4675		70,12	0,81

**II.4.4. Les besoins socioculturelles**

Les besoins socioculturelles sont présentés dans le tableau(II.6) suivant :

**Tableau II.6 :** Les besoins du secteur socioculturel

Villages	Désignation	Cons.moy.j(m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy.j(l/s)
Bouzuene centre	01 centre culturel	10	0,116
	01 maison de jeune	2	0,023
	01 mosquée cémities	10	0,116
	01 centre psychopédagogique	1	0,012
Ait Ikhlef	01 crèche	1,5	0,017
	01 bibliothèque	1	0,012
Houra	01 foyer de jeune	2	0,023
Ait Said	01 foyer de jeune	2	0,023
Iberkarene	01 foyer de jeune	2	0,023
Ait Ikene	01 foyer de jeune	2	0,023
Takhoucht	01 foyer de jeune	2	0,023
Ibouysfene	01 foyer de jeune	2	0,023
Ait Sidi Amar	01 foyer de jeune	2	0,023
Sahel	01 foyer de jeune	2	0,023
Ait Salah	01 foyer de jeune	2	0,023
<b>Total</b>	15	43,5	0,503

**II.4.5. Les besoins municipaux**

Les besoins socioculturelles sont présentés dans le tableau(II.7) suivant

**Tableau II.7 :** Les besoins des administrations et des services.

Villages	Désignation	Personnes	Dotation	Cons.moy.j(m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy.j(l/s)
Bouzuene centre	01 siège daïra	40	15	0,6	0,007
	01 siège APC	185		2,775	0,032
	01 Agence Postal	9		0,135	0,002
Houra	01 Antenne APC	12		0,18	0,002
Tizouine	01 Antenne Postal	3		0,045	0,0005
<b>Total</b>	6	249		3,735	0,043

**II.4.6. Les besoins industriels**

Les besoins industriels sont présentés dans le tableau(II.6) suivant :

**Tableau II.8 :** Les besoins du secteur industriel.

Villages	Désignation	Type	Cons.moy.j (m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy.j (l/s)
Ait Ferrache	01 Huilerie	Traditionnelle	15	0,173
	01 Huilerie	Automatique	15	0,173
Takhoucht	01 Huilerie	Traditionnelle	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15	0,173
	01 Huilerie	Traditionnelle	15	0,173
Ahrik	01 Huilerie	Automatique	15	0,173
<b>Total</b>	9		135	1,562

**II.4.7. Les besoins commerciaux****Tableau II.9:** Les besoins du secteur commercial.

Villages	Nombre d'établissement	Cons. moy. j (m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy. j (l/s)
Bouzuene centre	01 Boulangerie	1,2	0,014
	02 Pizzeria	3	0,035
	02 Café	3	0,035
	01 Station lavage graissage	1,2	0,014
	02 Salon de coiffure	0,5	0,006
	01 Mécanique Auto	1,5	0,017
	01Menuiserie de bois	1,2	0,014
	01 Ferronnerie	1,5	0,017
	01 Boucherie	1,5	0,017

**Tableau II.9:** Les besoins du secteur commercial (suite)

Ait Ferrache	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 pizzeria	1,5	0,017
	01 Café	1,5	0,017
	01 Menuiserie de bois	1,2	0,014
	01Menuiserie Métallique	1,2	0,014
	01 Salon de coiffure	0,25	0,003
Houra	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 Pizzeria	1,5	0,017
	01 Salon de coiffure	0,25	0,003
	01 Boucherie	1,5	0,017
	01 Café	1,5	0,017
	01 Station lavage graissage	1,2	0,014
	01 Menuiserie de bois	1,2	0,014
Loudha	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 Café	1,5	0,017
	01Menuiserie Métallique	1,2	0,014
	01Menuiserie de bois	1,2	0,014
	01 Mécanique Auto	1,5	0,017
Sahel	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 Salon de coiffure	0,25	0,003
	01 Café	1,5	0,017
	01 Station lavage graissage	1,2	0,014
	01 Boucherie	1,5	0,017
	01 mécanique Auto	1,5	0,017
	01 Ferronnerie	1,5	0,017

**Tableau II.9:** Les besoins du secteur commercial (suite)

Ihatoussene	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 station lavage graissage	1,2	0,014
	01 Mécanique Auto	1,5	0,017
	01 Café	1,5	0,017
Ighil Tizi Boa	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 Café	1,5	0,017
	01 Menuiserie Métallique	1,2	0,014
Ait Ikhlef	01 Café	1,5	0,017
	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 Ferronnerie	1,5	0,017
	01Menuiserie Métallique	1,2	0,014
	01 Boucherie	1,5	0,017
Bouzeguene village	01 Boulangerie	1,2	0,014
	01 Pizzeria	1,5	0,017
	01 Salon de coiffure	0,25	0,003
	01 Station lavage graissage	1,2	0,014
	01 Boucherie	1,5	0,017
<b>Total</b>	54	66,9	0,774

**II.4.8. Les besoins d'élevage**

Les besoins d'élevage sont donnés dans le tableau (II.10) :

**Tableau II.10 :** Les besoins du secteur d'élevage.

Agglomération	Types d'élevages	Nombre	Dotation	Cons.moy.j (m <sup>3</sup> /j)	Cons.moy.j (l/s)
Bouzeguene village	Ovins	385	5	1,925	0,022
	Bovins	287	50	14,35	0,166
	Caprins	222	5	1,11	0,013
Ait Ikhlef	Ovins	290	5	1,45	0,017
	Bovins	389	50	19,45	0,225
	Caprins	273	5	1,365	0,016
	Apiculture	240	1	0,4	0,003
Takhoucht	Ovins	496	5	2,48	0,029
	Bovins	565	50	28,25	0,327

**Tableau II.10** : Les besoins du secteur d'élevage (suite)

Agglomération	Types d'élevages	Nombre	Dotation	Cons.moy.j (m3/j)	Cons.moy.j (l/s)
Taourirt	Ovins	360	5	1,8	0,021
	Poulet de chair	470	1	0,47	0,005
	Poulet pondeuses	320	1	0,32	0,004
Ait Salah	Bovins	347	50	17,35	0,201
	Ovins	452	5	2,26	0,026
	Poules de chair	290	1	0,29	0,003
	Poules pondeuses	840	1	0,84	0,01
Sahel	Ovins	387	5	1,935	0,022
	Caprins	530	5	2,65	0,031
	Apiculture	265	1	0,265	0,003
Houra	Bovins	363	50	18,15	0,21
	Caprins	280	5	1,4	0,016
	Ovins	556	5	2,78	0,032
	Poules pondeuses	780	1	0,78	0,009
	Apiculture	300	1	0,3	0,003
Ihitoussene	Bovins	480	50	24	0,278
	Caprins	352	5	1,76	0,02
Ait Ferrache	Bovins	322	50	16,1	0,186
	Caprins	249	5	1,245	0,014
	Ovins	422	5	2,11	0,024
	Poulets de chair	600	1	0,6	0,007
	Poulets pondeuses	700	1	0,7	0,008
Ighil Tizi Boa	Ovins	520	5	2,6	0,03
	Apiculture	195	1	0,195	0,002
Ahrik	Bovins	275	50	13,75	0,159
	Ovins	280	5	1,4	0,016
	Poulets de chair	400	1	0,4	0,005
	Poulets pondeuses	600	1	0,6	0,007
Ibouysfene	Poulets de chair	320	1	0,32	0,004
	Poulets pondeuses	960	1	0,96	0,011
	Ovins	559	5	2,795	0,032
Ait Said	Bovins	450	50	22,5	0,26
	Ovins	650	5	3,25	0,038
Ibekarene	Bovins	362	50	18,1	0,209
	Ovins	468	5	2,34	0,027
<b>Total</b>				238,09	2,755

NB : Les données sont obtenues auprès de la direction des ressources en eau

**II.4.9. Récapitulatif de la consommation moyenne journalière**

Le tableau (II.10) suivant récapitule les consommations moyennes journalières

**Tableau II.11 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.**

Village	2019		2049	
	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
Ighil Tizi Boua	295,45	3,42	567,7	6,57
Ait Iken	78,65	0,91	151,25	1,75
Tazrouts-Loudha	212,46	2,46	385,86	4,47
Ibouyoussfène	132,53	1,53	252,53	2,92
Ait Said	104,87	1,21	177,32	2,05
Ibakarene	153,73	1,78	276,88	3,2
Ait Ikhlef	104,74	1,21	162,49	1,88
Ait Mizere	83,7	0,97	163,05	1,89
Tizouine	73,75	0,85	143,35	1,66
Imoussa	69	0,8	134,25	1,55
Ihitoussene	86,33	1	138,23	1,6
Ait Ferrache	351,28	4,07	569,12	6,59
Ait Salah	367,41	4,25	691,86	8,01
Ahrik	372,41	4,31	694,01	8,03
Houra	359,51	4,16	661,01	7,65
Bouzugue centre	518,68	6	908,82	10,52
Ait Sidi Amar	213,65	2,47	414,35	4,8
Bouzugue village	68,19	0,79	114,99	1,33
Taurirt	238,17	2,76	457,66	5,3
Takhoucht	307,14	3,55	480,69	5,56
Sahel	402,91	4,66	734,71	8,5
<b>Total</b>	<b>4716,13</b>	<b>53,18</b>	<b>8280,1</b>	<b>95,83</b>

**Conclusion**

La consommation moyenne journalière totale de la région d'étude s'élèvera pour l'horizon **2049** à **8280,10 m<sup>3</sup>/j**, soit **95,83 l/s**.

**I I.5. Majoration de la consommation moyenne journalière**

Pour éviter toute insuffisance dans la distribution journalière, on effectue une majoration de 20 % sur la consommation moyenne journalière à fin de compenser les fuites qui sont en fonction du type de la conduite, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien.

**Tableau II.12** : Récapitulatif des besoins totaux en eau en tenant compte des pertes (20%).

village	2019		2049	
	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)	(l/s)
Ighil Tizi Boua	354,54	4,1	681,24	7,88
Ait Iken	94,38	1,09	181,5	2,1
Tazrouts-Loudha	254,952	2,95	463,032	5,36
Ibouyousféne	159,036	1,84	303,036	3,51
Ait Said	125,844	1,46	212,784	2,46
Ibakarene	184,476	2,14	332,256	3,85
Ait Ikhlef	125,688	1,45	194,988	2,26
Ait Mizere	100,44	1,16	195,66	2,26
Tizouine	88,5	1,02	172,02	1,99
Imoussa	82,8	0,96	161,1	1,86
Ihitoussene	103,596	1,2	165,876	1,92
Ait Ferrache	421,536	4,88	682,944	7,9
Ait Salah	440,892	5,1	830,232	9,61
Ahrik	446,892	5,17	832,812	9,64
Houra	431,412	4,99	793,212	9,18
Bouzugue centre	622,416	7,2	1090,584	12,62
Ait Sidi Amar	256,38	2,97	497,22	5,75
Bouzugue village	81,828	0,95	137,988	1,6
Taurirt	285,804	3,31	549,192	6,36
Takhoucht	368,568	4,27	576,828	6,68
Sahel	483,492	5,6	881,652	10,2
<b>Total</b>	<b>5513,472</b>	<b>63,81</b>	<b>9936,156</b>	<b>115</b>

## II.6. Etude de la variation des débits

Suite à la variation de la consommation, on affecte au débit moyen journalier des coefficients d'irrégularité ( $K_{\max j}$ ,  $K_{\min j}$ ) pour dimensionner la conduite d'adduction.

### II.6.1. Variation de la consommation journalière

Les coefficients d'irrégularité journalière « $K_{\max j}$ » et « $K_{\min j}$ » sont définis comme étant le rapport de la consommation maximale « $Q_{\max j}$ » et minimale « $Q_{\min j}$ » sur la consommation moyenne journalière « $Q_{\text{moy.j}}$ ».

D'où :

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

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

Avec :

$K_{\max j}$ : coefficient d'irrégularité journalière maximale, en tenant compte de la consommation individuelle, du gaspillage et d'éventuelles fuites dans le réseau, compris entre 1,1 à 1,3. Nous optons donc pour :  $K_{\max j} = 1,2$ .

$K_{minj}$  : coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation, il est compris entre 0,7 et 0,9 dans notre cas on prend  $K_{minj} = 0,8$ .

### II.6.2. La consommation maximale journalière $Q_{maxj}$

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année. Il s'agit en fait d'une majoration de 10 à 30%. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{maxj} = K_{maxj} \times Q_{moyj} \quad (II.5)$$

### II.6.3. La consommation minimale journalière

Elle représente le débit du jour le moins chargé de l'année. Elle est représentée par la formule suivante :

$$Q_{minj} = K_{minj} \times Q_{moyj} \quad (II.6)$$

Les résultats sont reportés dans le tableau suivant :

**Tableau II.13** : Débit  $Q_{max}$  et  $Q_{min}$ .

Horizons	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$Q_{moy,j}(l/s)$	$k_{max,j}$	$Q_{max,j}(m^3/j)$	$Q_{max,j}(l/s)$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}(m^3/j)$	$Q_{min,j}(l/s)$
2019	5513	63,81	1,2	6616	76,58	0,8	4411	51,05
2049	9936	115		11923	138		7949	92

### II.6.4. Variation de la consommation horaire

Elle est déterminée selon les coefficients horaires ( $K_{max,h}$ ) et ( $K_{min,h}$ ), et nous permet ainsi de déduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau, afin de dimensionner et de prévoir les risques de dépôts dans la conduite.

La variation de la consommation maximale horaire est donnée par la formule suivante :

$$Q_{maxh} = K_{maxh} \times Q_{maxj} / 24 \quad (II.7)$$

**Avec :**

$K_{max,h}$  : Coefficient d'irrégularité horaire maximale donné par la formule :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.8)$$

**Avec :**

$\alpha_{max}$  : coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération compris entre 1.2 et 1.4.

Dans notre cas, on opte pour  $\alpha_{max} = 1.3$

$\beta_{max}$  : Coefficient donnée par un tableau en fonction de la taille de l'agglomération.

**Tableau II.14** : Valeur du coefficient «  $\beta$  » en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants	100	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
$\beta$ max	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1
$\beta$ min	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

$$\left\{ \begin{array}{l} 30000 \rightarrow 1,15 \\ 52269 \rightarrow \beta \max = \frac{100000-52269}{100000-30000} * 1,15 + \frac{52269-30000}{100000-30000} * 1,1 = 1,134 \\ 100000 \rightarrow 1,1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 30000 \rightarrow 0,6 \\ 52269 \rightarrow \beta \min = \frac{100000-52269}{100000-30000} * 0,6 + \frac{52269-30000}{100000-30000} * 0,7 = 0,632 \\ 100000 \rightarrow 0,7 \end{array} \right.$$

Donc :  $K_{\max h} = \alpha \max. B_{\max}$

$$K_{\max h} = 1,3 \times 1,134 = 1,47.$$

$$K_{\max h} = 1,47.$$

$$Q_{\max h} = K_{\max h} \cdot (Q_{\max j} / 24) = 1,47(11923,39/24)$$

$$Q_{\max h} = 730,31 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\max h} = 202,86 \text{ l/s}$$

**Tableau II.15** : Valeur de débit max horaire.

Horizons	Nombre d'habitants	$\alpha$ max	$\beta$ max	$K_{\max h}$	$Q_{\max h}$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	$Q_{\max h}$ ( $\text{l/s}$ )
2049	52269	1,3	1,134	1,47	730,31	202,86

### I I.5.5. Débit de pointe

Il correspond à la consommation de tout l'écoulement sur une durée donnée de la journée de plus forte consommation. Il est obtenu en effectuant au débit journalier un coefficient  $K_p$  de pointe.

$$Q_p = K_p \times Q_{\text{moy},j} \text{ m}^3/\text{j} \quad (\text{II.8})$$

Avec :

$K_p = 3$  (donné par la DHW de Tizi Ouzou).

**Tableau II.16 :** Valeur de débit de pointe.

Horizon	$Q_{\text{moy},j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_p$	$Q_p$ (l/s)
2049	8280,1	3	287,5

Le débit de pointe sera réparti sur les 23 villages comme suit :

**Tableau II.17 :** Débit de pointe de chaque village

village	Débit de pointe	
	%	l/s
Ighil Tizi Boua	6,85	19,69
Ait Iken	1,83	5,26
Tazrouts-Loudha	4,66	13,40
Ibouyoussfène	3,05	8,77
Ait Said	2,14	6,15
Ibakarene	3,35	9,63
Ait Ikhlef	1,97	5,66
Ait Mizere	1,97	5,66
Tizouine	1,73	4,97
Imoussa	1,62	4,66
Ihitoussene	1,67	4,80
Ait Ferrache	6,87	19,75
Ait Salah	8,36	24,04
Ahrik	8,38	24,09
Houra	7,98	22,94
Bouzugue centre	10,97	31,54
Ait Sidi Amar	5	14,38
Bouzugue village	1,39	4,00
Taurirt	5,53	15,90
Takhoucht	5,81	16,70
Sahel	8,87	25,50
<b>Total</b>	100	287,50

**Tableau II.18** : Récapitulatif des résultats.

Horizon	Q <sub>min.j</sub>		Q <sub>moy.j</sub>		Q <sub>max.j</sub>		Q <sub>max.h</sub>		Q <sub>p</sub>	
	m <sup>3</sup> /j	l/s	m <sup>3</sup> /j	l/s	m <sup>3</sup> /j	l/s	m <sup>3</sup> /h	l/s	m <sup>3</sup> /h	l/s
<b>2049</b>	7948,9	92	9936	115	11923	138	730,31	202,9	1490,4	414

Le tableau suivant représente un bilan qui nous montre la situation hydrique de la commune de bouzguene :

**Tableau II.19** : Le bilan demande /ressources

2019			2049		
Ressources (l/s)	Besoin (l/s)	Bilan (l/s)	Ressources (l/s)	Besoin (l/s)	Bilan (l/s)
38,19	76,58	-38,39	38,19	138	-99,8

Il en ressort clairement, d'après le tableau (I.19) que les ressources en eau existantes sont en deçà de la demande, d'où la nécessité d'un renforcement du réseau de l'alimentation en eau potable et la mobilisation de nouvelles ressources pour pallier à ce déficit.

D'après les données recueillies auprès la direction des ressources en eau, la seule ressource disponible et mobilisable est la nappe de l'oued Boubhir. Cette nappe est capable de donner un débit de 20 l/s au maximum en période d'étiage. Elle sera donc exploitée pour alléger la crise en eau que connaît la région de Bouzeguène en période estivale. La résolution totale du problème à moyen et à long termes ne sera possible qu'après réalisation d'une adduction à partir du Barrage Sidi Khelifa d'Azeffoun qui est en instance de réalisation.

## Conclusion

L'étude des différentes catégories des besoins en eau que nous avons calculée, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan de développement national.

Le débit maximum journalier est de **11923,39 m<sup>3</sup>/j**, soit **138,00 l/s**, est celui qui sera consommé par la commune de Bouzguene à l'horizon **2049**, ceci permet de dimensionner le réseau d'adduction et les capacités des réservoirs.

## CHAPITRE I I I : DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION

### Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte.

L'adduction est l'une des parties les plus importantes dans l'alimentation en eau potable des localités, c'est l'acheminement de l'eau de la source, ou du point de son prélèvement (forage, piquage sur une conduite,...etc.) vers des ouvrages de stockage qui servent à emmagasiner l'eau avant sa mise en distribution. Un réseau d'adduction bien dimensionné assurera son rôle convenablement avec un minimum de frais.

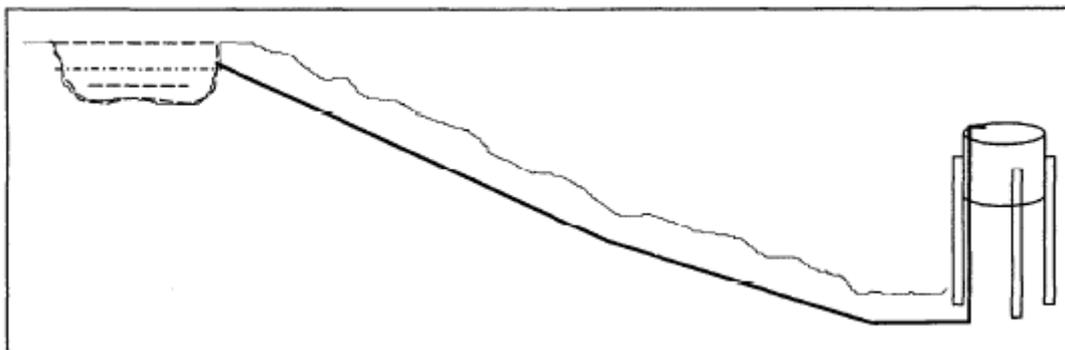
### III.1.DEFINITION

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre deux points :

- entre la source et la station de traitement ;
- entre la station de traitement et les stockages ou le réseau de distribution ;
- entre la source et les stockages ou le réseau de distribution.

Les conduites d'adduction doivent être posées et exploitées avec beaucoup de soins en raison de la sensibilité de leur rôle dans le système d'approvisionnement en eau potable. La longueur d'une conduite d'adduction peut varier de quelques kilomètres à plusieurs dizaines de kilomètres.

D'un point de vue hydraulique, l'adduction peut être gravitaire ou par refoulement. L'adduction est dite gravitaire lorsque la source est située en altitude par rapport au site à alimenter. La force de déplacement de l'eau est l'énergie potentielle. Le débit transitant est modulé, permanent, commandé par l'aval.



**Figure III1** - Adduction gravitaire à partir d'une source

L'adduction est dite par refoulement lorsque le déplacement de l'eau est mû par une pompe. Le débit transitant est alors discontinu, variable dépendant du débit de pompage. Il est commandé par l'amont avec la mise en marche des pompes.

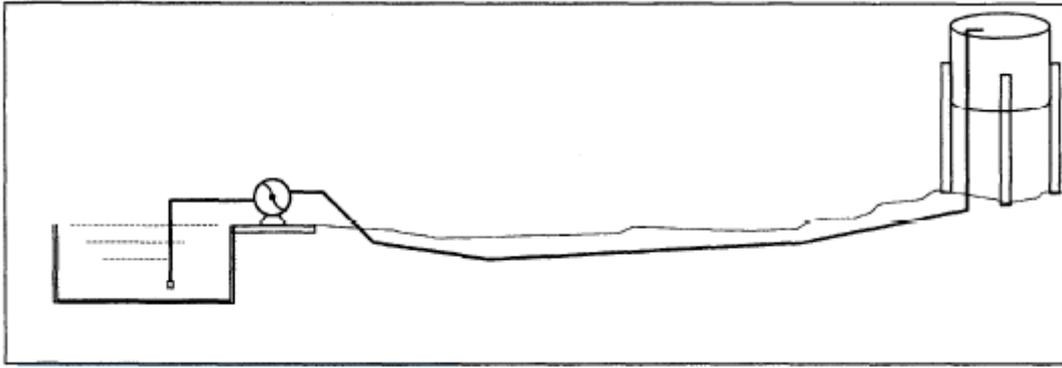


Figure III.2 - Adduction par refoulement

## III.2. TRACE DES CONDUITES

### III.2.1. Tracé en plan

Les conduites d'adduction seront posées le long des voies de communication existantes pour des raisons économiques, de facilité de pose et de maintenance ultérieure des installations.

### III.2.2 Profil en long

Les conduites d'adduction sont souvent enterrées pour des raisons de protection, de commodité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau. Elles ont des profils en long différents de celui du terrain naturel. Le choix d'un profil en long poursuit trois (3) objectifs :

- Minimiser les terrassements à l'exécution ;
- Vidanger des tronçons de conduites en cas de maintenance curative au préventive ;
- évacuer l'air qui pourrait s'y accumuler dont les conséquences sont :
  - la réduction de débit
  - le gaspillage d'énergie
  - les coups de bélier

Il faut éviter les tracés trop accidentés dont les conséquences sont la création de plusieurs zones de surpression et de dépression, la dégradation des jonctions des éléments de conduite, ainsi que la formation de poches d'air. Pour protéger et entretenir la conduite, le profil en long choisi tiendra compte de la nécessité d'accumuler l'air non dissous en des points hauts prédéterminés où seront installés les appareils d'évacuation de cet air et de créer des points bas où seront construits des systèmes de décharge des conduites.

En pratique, les dispositions suivantes seront prises :

- créer des pentes minimales supérieures à 0.3%.

- Réduire le nombre de changements de pente dû au relief du terrain naturel.

Lorsque le profil du terrain naturel est horizontal, il faut créer des pentes artificielles de 0.2 à 0.3% en partie montante sur une distance d'environ 100 m et 0.4 à 0.6% en partie descendante sur une distance d'environ 50, 00 m.

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

Il existe plusieurs types de matériaux de conduites, chacun ayant ses avantages et ses inconvénients, les plus utilisées dans l'alimentation en eau potable sont :

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

Pour faire un choix parmi ces matériaux, on doit prendre en considération plusieurs critères :

- Pression à supporter ;
- Les frais de réalisation et d'exploitation ;
- La nature du terrain ;
- Les pertes de charge ;
- Disponibilité sur le marché.

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

#### **Avantages des conduites en PEHD**

Le PEHD a des caractéristiques très intéressantes à savoir :

- Une très bonne rugosité (coefficient de rugosité faible);
- Bonne résistance aux sollicitations internes et externes ;
- Insensibilité à la corrosion et à la chimie de l'eau ;
- Disponibilité sur le marché.

#### **Avantages des conduites en acier**

- Bonne résistance aux chocs et aux charges compressives ;
- Bonne résistance aux sollicitations du fluide ;
- Longueur des conduites varie de 6 à 16 m ce qui réduit le nombre de joints, par conséquent, une réduction des risques de fuites.

#### **Avantages des conduites en fonte ductile**

Les conduites en fonte ductile ont plusieurs avantages:

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

- Les tuyaux en fonte ductile tolèrent d'importantes déviations angulaires au niveau de leurs joints.

Notre choix se portera sur les conduites en fonte ductile et en PEHD et ce pour leurs avantages. En effet, l'étude géotechnique menée sur la région a montré que les terrains sont peu favorables ce qui nous a poussé à choisir le PEHD pour sa grande flexibilité qui lui permettra de s'adapter parfaitement aux mouvements du sol. Cependant, vu la grande différence de cotes entre la source et le réservoir final, les hauteurs géométriques entre quelques stations de reprise sont importantes ce qui engendrera des Hmt élevées. De ce fait, il est impératif d'employer des conduites plus résistantes telles que les conduites en fonte ductile réputées par leur grande résistance aux pressions internes.

### I I I.4. Etude Technico-économique

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les dépenses d'exploitation et les dépenses d'amortissement de la conduite qui augmentent avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

Cependant, la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0,5 et 2 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit ;
- Le diamètre ;
- La vitesse ;
- Les pertes de charge.

#### I I I.4.1. Calcul des pertes de charge

##### I I I.4.1.1. Pertes de charge linéaires $\Delta HL$

Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de Canalisations, peuvent être tirées d'abaques ou calculées. Elles sont déterminées par la formule de **DARCY- WEISBACH**

$$\Delta HL = J * L = \lambda * \frac{l}{D} + \frac{v^2}{2g} = \frac{8\lambda L * Q^2}{g\pi^2 D^5} \quad (I I I.1)$$

$$J = \frac{\lambda v^2}{2gD} = \frac{8\lambda Q^2}{g\pi^2 D^5} \quad (I I I.2)$$

Avec :

- J : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m);
- L : Longueur de la conduite ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s<sup>2</sup>) ;
- $\lambda$  : Coefficient de frottement linéaire ou coefficient de perte de charge de DARCY

**Calcul du coefficient de DARCY  $\lambda$** 

Selon le régime d'écoulement, la formule qui permet le calcul de  $\lambda$  diffère :

- En régime turbulent rugueux, la formule utilisée est celle de NIKURADZE :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln\left(\frac{\varepsilon}{D}\right))^{-2} \quad (\text{III.3})$$

- En régime turbulent lisse, pour Re inférieur à 105, on calcule  $\lambda$  à l'aide d'une autre formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \frac{0,221}{Re^{0,257}} + 0,0032 \quad (\text{III.4})$$

- En régime turbulent lisse mais pour Re supérieur à 105, on utilise la formule de BLASIUS :

$$\lambda = \frac{0,3164}{Re^{0,25}} \quad (\text{III.5})$$

La formule de COLLEBROOK pour les régimes transitoires :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{K}{3,71D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- K : Rugosité absolue de la paroi interne de la conduite en mètre :

- Pour les conduites en PEHD :

K = 0,01 mm si D < 200 mm.

K = 0,02 mm si D > 200 mm.

- Pour les conduites en fonte ductile :

K = 2 mm.

- Re : Nombre de REYNOLDS, il est exprimé sous la formule suivante :

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

- $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s). Elle est donnée par la formule suivante :

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

À une température de 20°C,  $\nu = 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s.

La formule de COLEBROOK est implicite, donc on ne peut pas l'utiliser directement.

On doit faire le calcul par approximations successives. La valeur initiale  $\lambda_0$  est calculée par

la formule (III.3).

Selon la valeur du nombre de REYNOLDS, on peut connaître le régime d'écoulement :

on calcule la rugosité relative  $\varepsilon$  qui est le rapport entre la rugosité absolue sur le diamètre de la conduite :

$$\varepsilon = \frac{K}{De} \quad (\text{III.9})$$

Sur le diagramme de MOODY (voir annexe 02), on rapporte les valeurs de Re et de  $\varepsilon$  et on déduit le régime d'écoulement pour ensuite utiliser l'une des formules citées précédemment : (III.6), (III.7), (III.8) ou (III.9).

Les pertes de charge linéaires seront donc égales à :

$$\Delta HL = JL \times L \quad (\text{III.10})$$

Où :

- L : La longueur de la conduite en m.

#### I I I.4.1.2. Pertes de charge singulières $\Delta HS$ :

Les pertes de charge singulières apparaissent au niveau des singularités (coudes, vannes,...etc.). On estime que ces pertes représentent entre 10 et 20% des pertes de charge linéaires, cela dépend du type des conduites, leur longueur, type de raccordement...etc.

$$\Delta HS = 0,15 \times \Delta HL \quad (\text{III.11})$$

Avec :

- $\Delta HS$  : Perte de charge singulière (m) ;
- $\Delta HL$  : Perte de charge linéaire (m) ;

#### I I I.4.1.3. Pertes de charge totales $\Delta HT$

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières:

$$\Delta HT = \Delta HL + \Delta HS \quad (\text{I I I.12})$$

Avec :

- $\Delta HT$  : Perte de charge totale (m) ;
- $\Delta HS$  : Perte de charge singulière (m) ;
- $\Delta HL$  : Perte de charge linéaire (m) ;

#### I I I.4.2. Détermination de la hauteur manométrique HMT

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

$$HMT = Hg + \Delta HT \quad (\text{I I I.13})$$

#### I I I.4.3. Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{9,81 \cdot Q \cdot Hmt}{\eta} \quad (\text{I I I.14})$$

Avec :

- P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;
- Q : Débit de la pompe (m<sup>3</sup>/s) ;
- HMT : hauteur manométrique totale (m) ;
- $\eta$  : Rendement de la pompe en % ;

#### I I I.4.4. Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

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

Avec :

- E : Energie totale dépensée par la pompe (kwh) ;
- P : puissance absorbée (kw) ;

- t : Temps de fonctionnement des pompes t =20 heures.

#### I I I.4.5. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation D'énergie et du prix du Kilowattheure (Kwh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante:

$$F_{exp} = E.P \quad (I I I.16)$$

Avec :

- F<sub>exp</sub> : frais d'exploitation (DA) ;
- E : Energie totale dépensée par la pompe (kw) ;
- P : prix du kwh = 4,67 (DA/kwh) (source d'information Sonelgaz) ;

#### I I I.4.6. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la Fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 30 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A".

$$A = i + \frac{i}{(i+1)^n - 1} \quad (I I I.17)$$

Avec :

- A : amortissement annuel de la conduite ;
- i : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie) ;
- n : durée d'exploitation de la conduite = 30 ans ;

Donc : 
$$A = 0.08 + \frac{0.08}{(0.08+1)^{30} - 1}$$

$$A = 0.0887$$

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

$$F_{amor} = A \times PU \times L \quad (I I I.18)$$

Avec :

- PU : prix unitaire de la conduite (voir Annexe (3)) ;
- F<sub>amor</sub> : frais d'amortissement
- L : longueur de la conduite.

#### I I I.4.7. Bilan économique

Le bilan sera :

$$BL = F_{exp} + F_{amor} \quad (I I I.19)$$

Avec :

- F<sub>exp</sub> : Les frais d'exploitation (DA) ;
- F<sub>amor</sub> : Les frais d'amortissement ;
- BL : Le bilan ;

### III.5. Dimensionnement des conduites

#### III.5.1. Dimensionnement des conduites des quatre puits et la conduite qui relie le point de jonction C à la SR1

Les quatre conduites qui sortent des quatre puits se joignent au point C. A partir de ce point, une seule conduite véhiculera le débit jusqu'à la station de reprise1(SR1). Pour trouver les diamètres économiques des cinq conduites, et pour chaque diamètre, on sélectionne un intervalle de diamètres normalisés

Le tableau (III.1) suivant nous donne les caractéristiques des cinq conduites :

**Tableau III.1:** Caractéristiques des cinq conduites

conduite	Longueur (m)	Hg (m)	Débit véhiculé (l/s)
C1 (puit 1 _point de jonction)	250	18,5	5
C2 (puit 2 _point de jonction)	283	18,5	5
C3 (puit 3 _point de jonction)	316	18,5	5
C4 (puit 4 _point de jonction)	354	18,5	5
C (point de jonction_SR1)	4592	109,5	20

Source : DRE de la wilaya de Tizi-Ouzou

Le tableau (III.2) ci-dessous nous donne pour chaque conduite, l'intervalle des diamètres normalisé (PEHD PN 16)

**Tableau III.2** : Les diamètres sélectionnés pour chaque conduite

Conduite	Diamètre extérieur en mm	Diamètre intérieur en mm
C1	75	61,4
	90	73,6
	110	90
C2	75	61,4
	90	73,6
	110	90
C3	75	61,4
	90	73,6
	110	90
C4	75	61,4
	90	73,6
	110	90
C	160	130,8
	200	163,6
	250	204,6

Afin de trouver le diamètre économique de chaque conduite, on calcule les pertes de charge, la Hmt, les frais d'exploitation et d'amortissement à partir des combinaisons de diamètre. Puis, on choisit la combinaison qui nous donnera un bilan total minimal des frais. Après les calculs, on trouve les résultats suivants :

**1. Conduite C1**

Le tableau (III.3) suivant nous donne les caractéristiques de la conduite trouvée :

**Tableau III.3** : Caractéristiques de la conduite C1

PEHD PN16	Diamètre Intérieur (m)	Q (l/s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
75	0,0614	5	1,69	0,01339152	250	9,12	28
90	0,0736	5	1,18	0,01292121	250	3,56	22
110	0,09	5	0,79	0,01242761	250	1,25	20

Les frais d'amortissement sont résumés dans tableau (III.4) suivant :

**Tableau III.4** : Les frais d'amortissement de la conduite C1

<b>Réalisation</b>				
<b>PEHD</b>	<b>Diamètre intérieur en (m)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>
75	0,0614	705,01788	250	15 686,65
90	0,0736	923,24722	250	20 542,25
110	0,09	1369,85184	250	30 479,20

Les frais d'exploitation sont résumés dans le tableau (III.5) suivant :

**Tableau III.5** : Les frais d'exploitation de la conduite C1

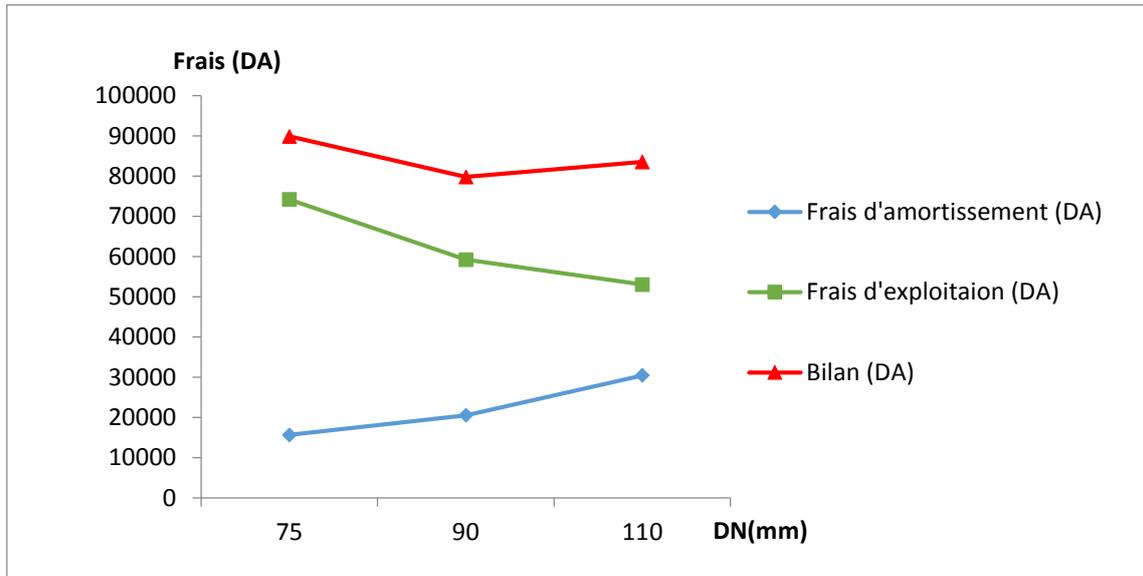
<b>Exploitation</b>				
<b>DN</b>	<b>Diamètre int en (m)</b>	<b>P (K Watt)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>F<sub>explo</sub> (DA)</b>
75	0,0614	1,69	14836,13	74 180,65
90	0,0736	1,35	11846,63	59 233,13
110	0,09	1,21	10608,30	53 041,51

Le bilan des coûts est donné dans le tableau (III.6) suivant :

**Tableau III.6** : Le bilan des coûts de la conduite C1

<b>Bilan</b>				
<b>DN (mm)</b>	<b>Diamètre Int en (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>explo</sub> (DA)</b>	<b>Bilan(DA)</b>
75	0,0614	15686,6478	74181	89 867,30
90	0,0736	20542,2506	59233	79 775,38
110	0,09	30479,2034	53042	83 520,71

Figure I I I.1 : Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans



D'après ce bilan, on déduit que le diamètre économique pour ce tronçon est de **90 mm**.

## 2. Conduite C2

Le tableau (III.7) suivant nous résume les caractéristiques de la conduite C2

Tableau III.7 : Caractéristiques de la conduite C2

PEHD PN16	Diamètre Int en (m)	Q (l/s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
75	0,0614	5	1,69	0,013391521	283	10,33	29
90	0,0736	5	1,18	0,012921206	283	4,03	23
110	0,09	5	0,79	0,012427614	283	1,42	20

Les frais d'amortissement sont donnés dans le tableau (III.8) ci-dessous :

Tableau III.8 : Les frais d'amortissement de la conduite C2

Réalisation				
PEHD	Diamètre intérieur en (m)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
75	0,0614	705,01788	283	17 757,29
90	0,0736	923,24722	283	23 253,83
110	0,09	1369,85184	283	34 502,46

Les frais d'exploitation sont résumés dans le tableau (III.9) suivant :

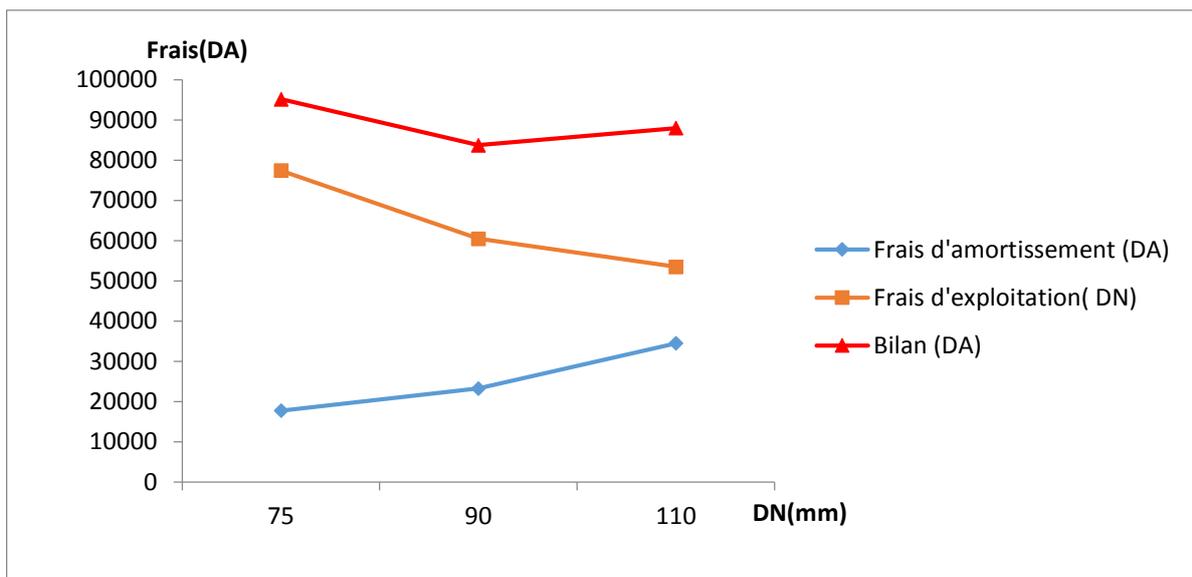
DN	Exploitation			
	Diamètre int en (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
75	0,0614	1,77	15482,91	77 414,54
90	0,0736	1,38	12098,79	60 493,94
110	0,09	1,22	10697,01	53 485,03

Ainsi on trouve le bilan retenu dans le tableau (III.10) suivant :

**Tableau III.10** : Le bilan des coûts de la conduite C2

DN	Bilan			
	Diamètre Int en (m)	F <sub>amort</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	Bilan(DA)
75	0,0614	17757,2853	77415	95 171,82
90	0,0736	23253,8277	60494	83 747,77
110	0,09	34502,4583	53485	87 987,48

La Figure I I I.2 suivante représente les frais d'investissement, d'exploitation et le bilan



**Figure I I I.2** : Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans

D'après ce bilan, on déduit que le diamètre économique pour ce tronçon est de **90 mm**.

3. Conduite C3

Le tableau (III.11) ci-dessous nous donne les caractéristiques de la conduite C3 :

**Tableau III.11:** Caractéristiques de la conduite C3

PEHD PN16	Diamètre Int en (m)	Q (l/s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
75	0,0614	5	1,69	0,013391521	316	11,53	30
90	0,0736	5	1,18	0,012921206	316	4,50	23
110	0,09	5	0,79	0,012427614	316	1,58	20

Les frais d'amortissement sont donnés dans le Tableau (III.12) ci-dessous :

**Tableau III.12 :** les frais d'amortissement de la conduite C3

Réalisation				
PEHD	Diamètre intérieur en (m)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
75	0,0614	705,01788	316	19 827,92
90	0,0736	923,24722	316	25 965,40
110	0,09	1369,85184	316	38 525,71

Les frais d'exploitation sont résumés dans le tableau (III.13) suivant :

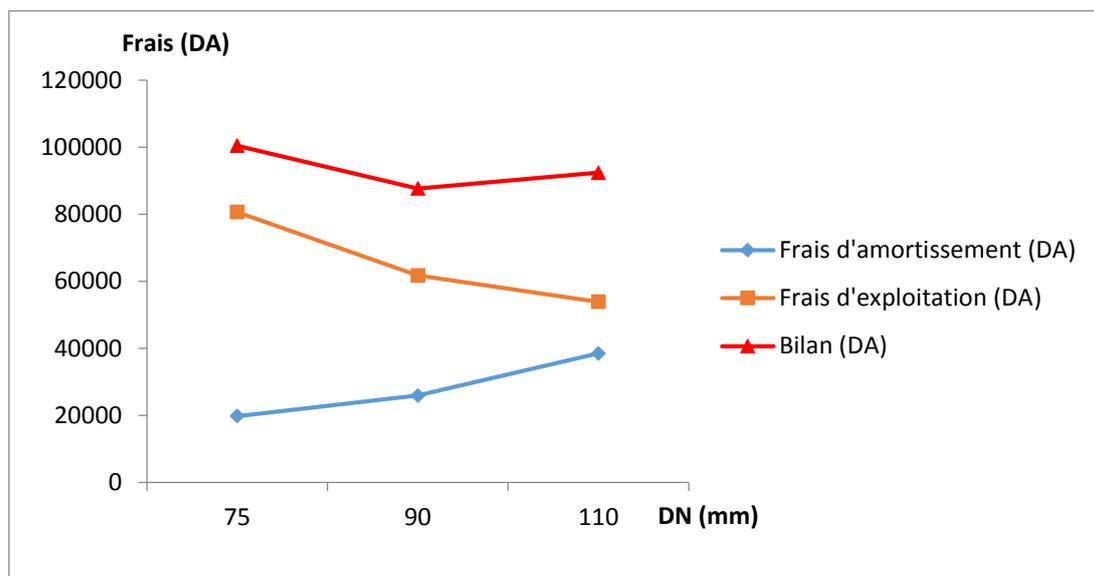
Exploitation				
DN	Diamètre intérieur en (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
75	0,0614	1,84	16129,68	80 648,42
90	0,0736	1,41	12350,95	61 754,76
110	0,09	1,23	10785,71	53 928,54

Ainsi on trouve le bilan retenu dans le tableau (III.14) suivant :

**Tableau III.14 :** Le bilan des coûts de la conduite C3

Bilan				
DN	Diamètre Int en (m)	F <sub>amort</sub> (DA)	F <sub>exploit</sub> (DA)	Bilan(DA)
75	0,0614	19827,9229	80648	100 476,35
90	0,0736	25965,4048	61755	87 720,16
110	0,09	38525,7131	53929	92 454,26

La Figure ( I I I.3) Suivante représente les frais d'investissement, d'exploitation et le bilan



**Figure I I I.3 : Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans**

D'après ce bilan, on déduit que le diamètre économique pour ce tronçon est de 90 mm.

**Conduite C4**

Le tableau (III.15) suivant nous donne les caractéristiques de la conduite trouvée :

**Tableau III.15:** Caractéristiques de la conduite C4

PEHD PN16	Diamètre Int en (m)	Q (l/s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
75	0,0614	5	1,69	0,013391521	354	12,92	31
90	0,0736	5	1,18	0,012921206	354	5,04	24
110	0,09	5	0,79	0,012427614	354	1,77	20

Les frais d'amortissement sont résumés dans tableau (III.16) suivant :

**Tableau III.16:** Les frais d'amortissement de la conduite C4

Réalisation				
PEHD	Diamètre intérieur en (m)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
75	0,0614	705,01788	354	22 212,29
90	0,0736	923,24722	354	29 087,83
110	0,09	1369,85184	354	43 158,55

Les frais d'exploitation sont résumés dans le tableau (III.17) suivant :

**Tableau III.17:** Les frais d'exploitation de la conduite C4

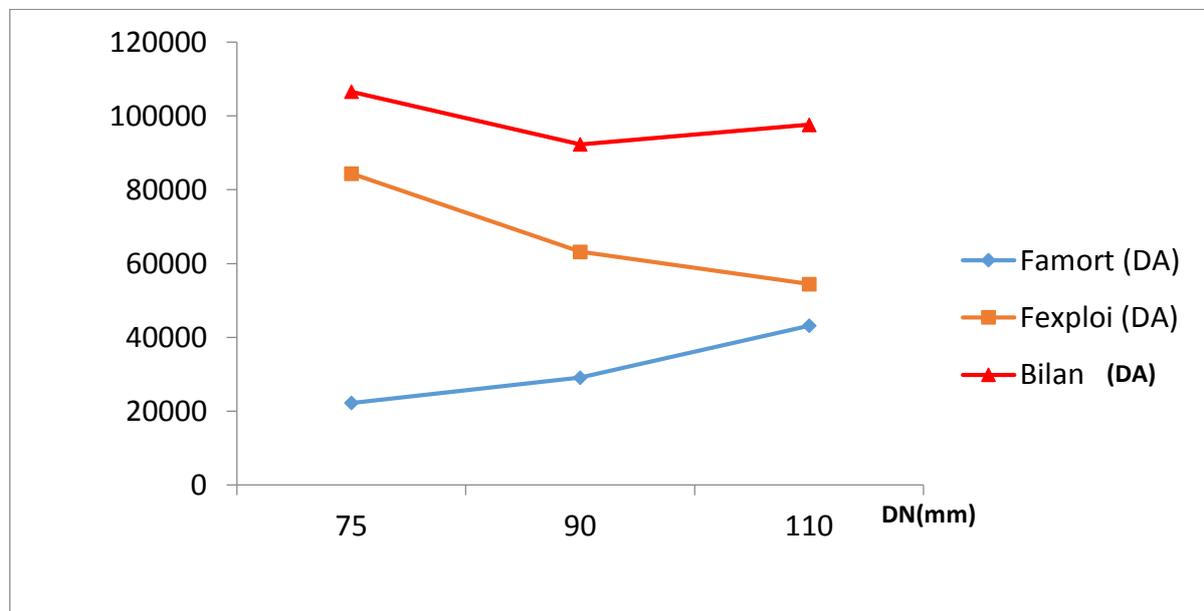
DN	Exploitation			
	Diamètre int en (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
75	0,0614	1,93	16874,46	84 372,29
90	0,0736	1,44	12641,32	63 206,60
110	0,09	1,24	10887,85	54 439,26

Ainsi on trouve le bilan retenu dans le tableau (III.18) suivant :

**Tableau III.18:** Le bilan des coûts de la conduite C4

DN	Bilan			
	Diamètre Int(m)	F <sub>mort</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	Bilan
75	0,0614	22212,2933	84372	106 584,58
90	0,0736	29087,8269	63207	92 294,43
110	0,09	43158,5521	54439	97 597,82

La Figure I I I 4 suivante représente les frais d'investissement, d'exploitation et le bilan



**Figure I I I 4 :** Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans

D'après ce bilan, on déduit que le diamètre économique pour ce tronçon est de **90 mm**.

**Conduite C :**

Le tableau (III.19) : suivant nous donne les caractéristiques de la conduite trouvée :

**Tableau III.19 :** Caractéristiques de la conduite C

PEHD PN16	Diamètre Int en (m)	Q (l/s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
160	0,1308	20	1,49	0,011582441	4592	55,15	165
200	0,1636	20	0,95	0,012658426	4592	19,69	129
250	0,2046	20	0,61	0,012127894	4592	6,17	116

Les frais d'amortissement sont résumés dans tableau (III.20) suivant :

**Tableau III.20 :** Les frais d'amortissement de la conduite C

Réalisation				
PEHD	Diamètre intérieur en (m)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
160	0,1308	2855,24078	4592	1 166 902,64
200	0,1636	4483,7891	4592	1 832 470,80
250	0,2046	6937,17402	4592	2 835 139,78

Les frais d'exploitation sont résumés dans le tableau (III.21) suivant :

**Tableau III.21 :** Les frais d'exploitation de la conduite C

DN	Exploitation			
	Diamètre int en (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
160	0,1308	40,38	353738,05	1 768 690,25
200	0,1636	31,68	277552,68	1 387 763,38
250	0,2046	28,37	248497,46	1 242 487,31

Ainsi on trouve le bilan retenu dans le tableau (III.22) suivant :

**Tableau III.22 :** Le bilan des coûts de la conduite C

DN	Bilan			
	Diamètre Int en (m)	F <sub>amort</sub> (DA)	F <sub>explo</sub> (DA)	Bilan
160	0,1308	1166902,64	1768690	2 935 592,90
200	0,1636	1832470,8	1387763	3 220 234,18
250	0,2046	2835139,78	1242487	4 077 627,09

La Figure I I I.5 suivante représente les frais d'investissement, d'exploitation et le bilan

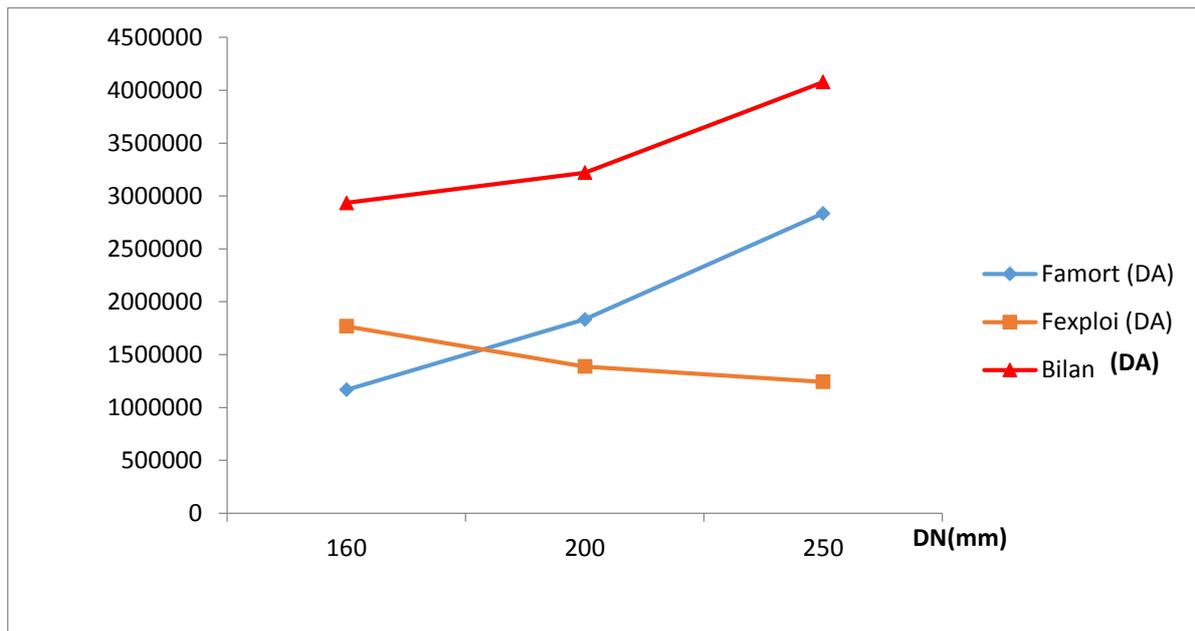


Figure I I I.5 : Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans

D'après ce bilan, on déduit que le diamètre économique pour ce tronçon est de 160 mm.

### III.5.2. La conduite reliant SR1 à SR2

**Données :**

Débit véhiculé : 0,142 m<sup>3</sup>/s ;

CTP SR2: 527, 5 m;

CNM SR01: 321, 7 m;

Longueur : 1790 m.

Pour trouver le diamètre économique, on fait les calculs nécessaires, les résultats sont résumés dans le tableau (III.23) ci-dessous :

Tableau III.23 : Calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR1-SR2

Diamètre en (mm)	Diamètre(m)	Q (l/s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
400	0,4	142	1,13	0,030815962	1790	10,33	216
450	0,45	142	0,89	0,029748604	1790	5,53	211
500	0,5	126	0,64	0,028840121	1790	2,49	208
600	0,6	126	0,45	0,027363462	1790	0,95	207

Ces valeurs nous permettent de calculer les coûts d'amortissement résumés dans le tableau (III.24) suivant :

**Tableau III.24:** Les frais d'amortissement de la conduite SR1-SR2

<b>REALISATION</b>				
<b>Diamètre en (mm)</b>	<b>Diamètre en (m)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>
400	0,4	15577,1	1790	2481587,801
450	0,45	18343,1348	1790	2922244,807
500	0,5	21991	1790	3503386,21
600	0,6	29738,1	1790	4737576,711

Les frais d'exploitation sont résumés dans le tableau (III.25) suivant :

**Tableau III.25 :** Les frais d'exploitation de la conduite SR1 - SR2

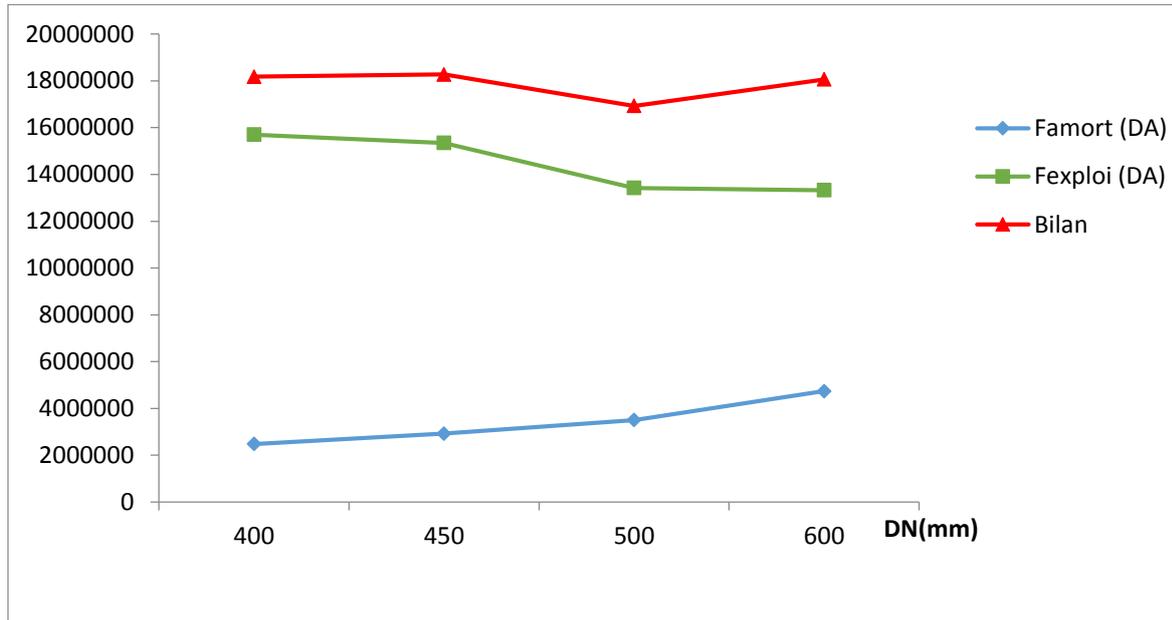
<b>EXPLOITATION</b>				
<b>Diamètre en (mm)</b>	<b>Diamètre en (m)</b>	<b>P (K Watt)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>
400	0,4	430,11	3139787,94	15698940
450	0,45	420,56	3070103,11	15350516
500	0,5	367,81	2684988,20	13424941
600	0,6	365,08	2665093,17	13325466

Les résultats du bilan sont inscrits dans le tableau (III.26).

**Tableau III.26:** Bilan des frais de la conduite SR1-SR2

<b>BILAN</b>				
<b>DN</b>	<b>Diamètre (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>	<b>Bilan(DA)</b>
400	0,4	2481587,8	15698940	18 180 527,52
450	0,45	2922244,81	15350516	18 272 760,38
500	0,5	3503386,21	13424941	16 928 327,20
600	0,6	4737576,71	13325466	18 063 042,55

La Figure I I I.6 suivante représente les frais d'investissement, d'exploitation et le bilan



**Figure I I I.6 : Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans**

D'après ce bilan, on déduit que le diamètre économique pour ce tronçon est de **500mm**.

**III.5.3. La conduite reliant SR2 à SP1**

**Données :**

Débit véhiculé : 0,142 m<sup>3</sup>/s.

CTP SP1: 812, 5 m.

CNM SR2: 521, 7 m.

Longueur : 2520 m.

On calcule les pertes de charge et la Hmt ; les résultats sont illustrés dans le tableau (III.27) ci-dessous :

**Tableau III.27 : Calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR2-SP1**

Diamètre en (mm)	Diamètre(m)	Q (l/s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
400	0,4	142	1,13	0,030815962	2520	14,54	305
450	0,45	142	0,89	0,029748604	2520	7,79	299
500	0,5	142	0,72	0,028840121	2520	4,46	295
600	0,6	142	0,50	0,027363462	2520	1,70	293

Les frais d'amortissement sont résumés dans le tableau (III.28) suivant :

**Tableau III.28** : Frais d'amortissement de la conduite SR2-SP1

<b>REALISATION</b>				
<b>Diamètre en (mm)</b>	<b>Diamètre en (m)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>
400	0,4	15577,1	2520	3493631,988
450	0,45	18343,1348	2520	4113998,275
500	0,5	21991	2520	4932141,48
600	0,6	29738,1	2520	6669661,068

Les frais d'exploitation sont résumés dans le tableau (III.29) suivant :

**Tableau III.29** : Les frais d'exploitation de la conduite SR2-SP1

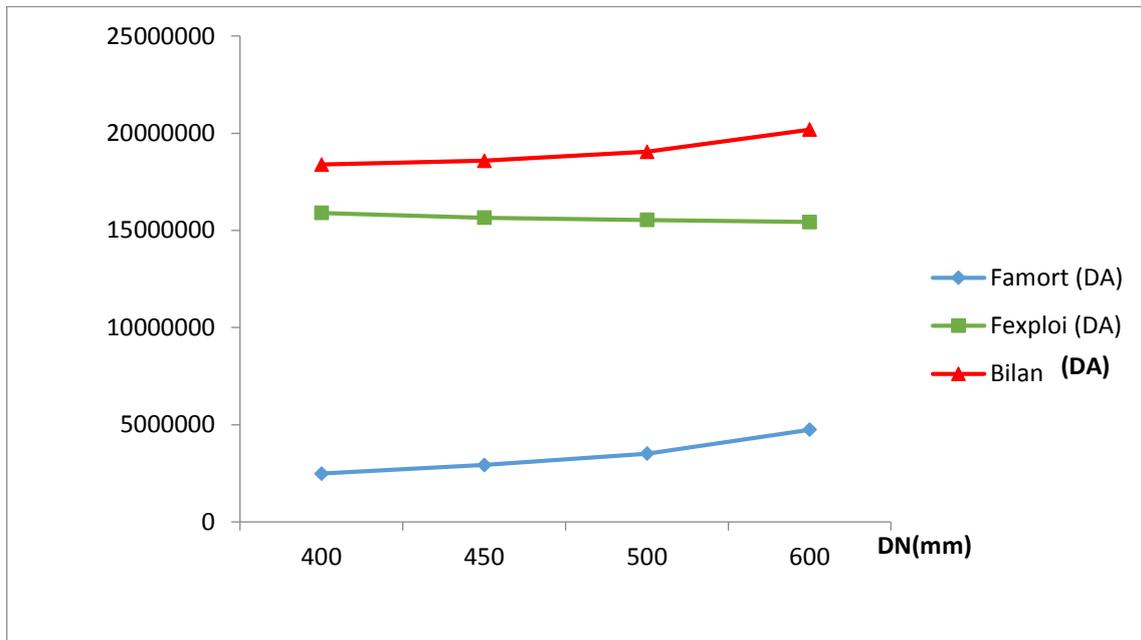
<b>EXPLOITATION</b>				
<b>Diamètre en (mm)</b>	<b>Diamètre en (m)</b>	<b>P (K Watt)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>
400	0,4	607,65	4435809,92	22179050
450	0,45	594,21	4337706,13	21688531
500	0,5	587,58	4289310,91	21446555
600	0,6	582,08	4249220,03	21246100

Le bilan des frais est donné dans le tableau (III.30) qui suit :

**Tableau III.30** : Le bilan des frais de la conduite SR2-SP1.

<b>BILAN</b>				
<b>DN</b>	<b>Diamètre en (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>	<b>Bilan</b>
400	0,4	3493631,99	22179050	25 672 681,57
450	0,45	4113998,28	21688531	25 802 528,95
500	0,5	4932141,48	21446555	26 378 696,01
600	0,6	6669661,07	21246100	27 915 761,23

La Figure I I I.7 suivante représente les frais d'investissement, d'exploitation et le bilan



**Figure I I I.7: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans**

D'après ce bilan, on déduit que le diamètre économique pour ce tronçon est de **400 mm** avec une vitesse d'écoulement de 1.13 m/s.

### III.5.4. La conduite reliant SP1 à SP2

**Données :**

Débit véhiculé : 0,126 m<sup>3</sup>/s.

CTP SP2: 1047, 5 m.

CNM SP1: 808, 96 m.

Longueur : 1795 m.

Le tableau (III.31) suivant, nous donne les valeurs des pertes de charge et de la Hmt :

**Tableau III.31 : Calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SP1-SP2**

Diamètre en (mm)	Diamètre en (m)	Q (l/s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
400	0,4	126	1,00	0,030815962	1795	8,16	247
450	0,45	126	0,79	0,029748604	1795	4,37	243
500	0,5	126	0,64	0,028840121	1795	2,50	241
600	0,6	126	0,45	0,027363462	1795	0,95	239

L'estimation des coûts d'amortissement est donnée dans le tableau (III.32) :

**Tableau III.33** : Frais d'amortissement de la conduite SP1-SP2.

<b>REALISATION</b>				
<b>Diamètre en (mm)</b>	<b>Diamètre en (m)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>
400	0,4	15577,1	1795	2488519,611
450	0,45	18343,1348	1795	2930407,502
500	0,5	21991	1795	3513172,205
600	0,6	29738,1	1795	4750810,166

Les frais d'exploitation sont résumés dans le tableau (III.34) suivant :

**Tableau III.34** : Les frais d'exploitation de la conduite SP1-SP2

<b>EXPLOITATION</b>				
<b>Diamètre en (mm)</b>	<b>Diamètre en (m)</b>	<b>P (K Watt)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>
400	0,4	435,62	3180010,72	15900054
450	0,45	428,93	3131190,89	15655954
500	0,5	425,63	3107107,75	15535539
600	0,6	422,90	3087157,15	15435786

Le bilan des frais est donné dans le tableau (III.35) suivant :

**Tableau III.35**: Le bilan des frais de la conduite SP1-SP2

<b>BILAN</b>				
<b>DN</b>	<b>Diamètre en (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>	<b>Bilan</b>
400	0,4	2488519,61	15900054	18 388 573,20
450	0,45	2930407,5	15655954	18 586 361,94
500	0,5	3513172,21	15535539	19 048 710,96
600	0,6	4750810,17	15435786	20 186 595,91

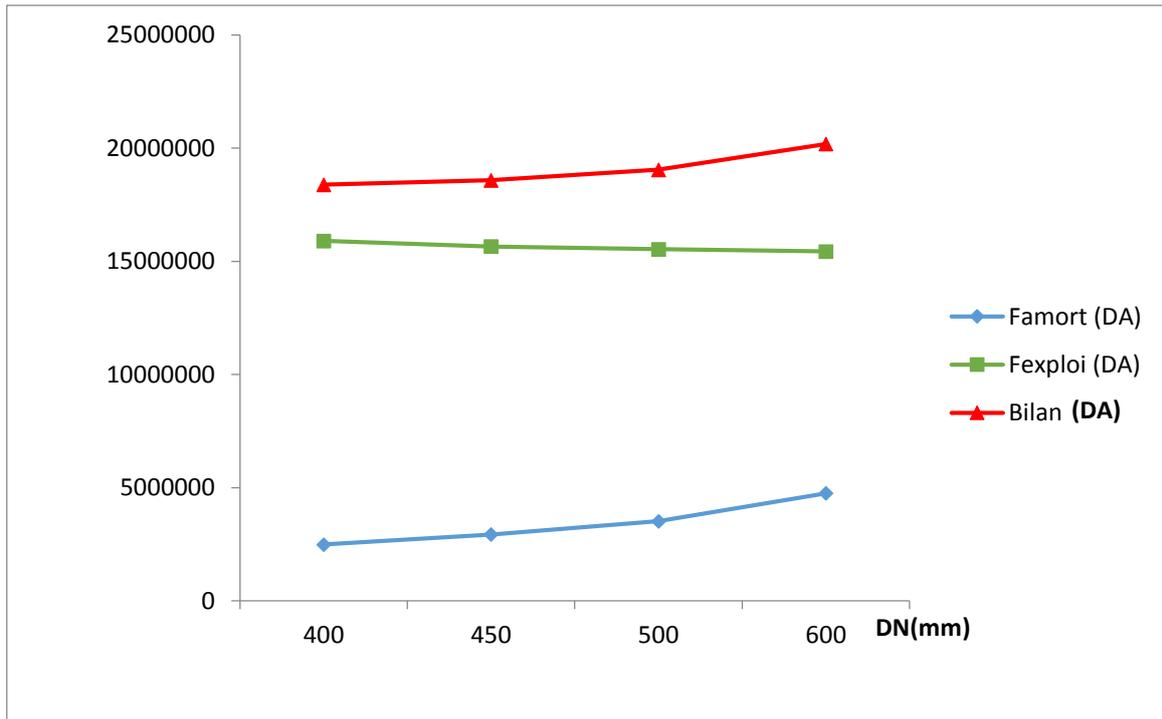


Figure III.8: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans

Le diamètre économique est de **400 mm** avec une vitesse d'écoulement de 1 m/s.

**III.5.5. La conduite reliant SP2 au RAit Ikhlef :**

**Données :**

Débit véhiculé : 0,1098 m<sup>3</sup>/s.

CTP R : 1125,5 m.

CNM SP2: 1043,96 m.

Longueur : 4348 m.

Le tableau (III.36): nous donne les valeurs calculées de la Hmt et celles des pertes de charge

**Tableau III.36 :** Calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SP2-RAit ikhelef

PEHD PN16	Diamètre Int en (m)	Q (l/s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
400	0,3274	109,8	1,30	0,011115976	4348	15,37	97
500	0,4092	109,8	0,84	0,010679685	4348	4,84	93
630	0,5156	109,8	0,53	0,010254093	4348	1,46	89

Les frais d'amortissement sont résumés dans le tableau (III.37) ci-dessous :

**Tableau III.37:** Frais d'amortissement de la conduite SP2-RAit Ikhelef

<b>Réalisation</b>				
<b>PEHD</b>	<b>Diamètre intérieur en (m)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>
400	0,3274	16979,972	4348	6 570 773,71
500	0,4092	26472,3901	4348	10 244 073,76
630	0,5156	42032,4636	4348	16 265 386,51

Les frais d'exploitation sont résumés dans le tableau (III.38) suivant :

**Tableau III.38:** Les frais d'exploitation de la conduite SP2-reservoirAit yekhlef

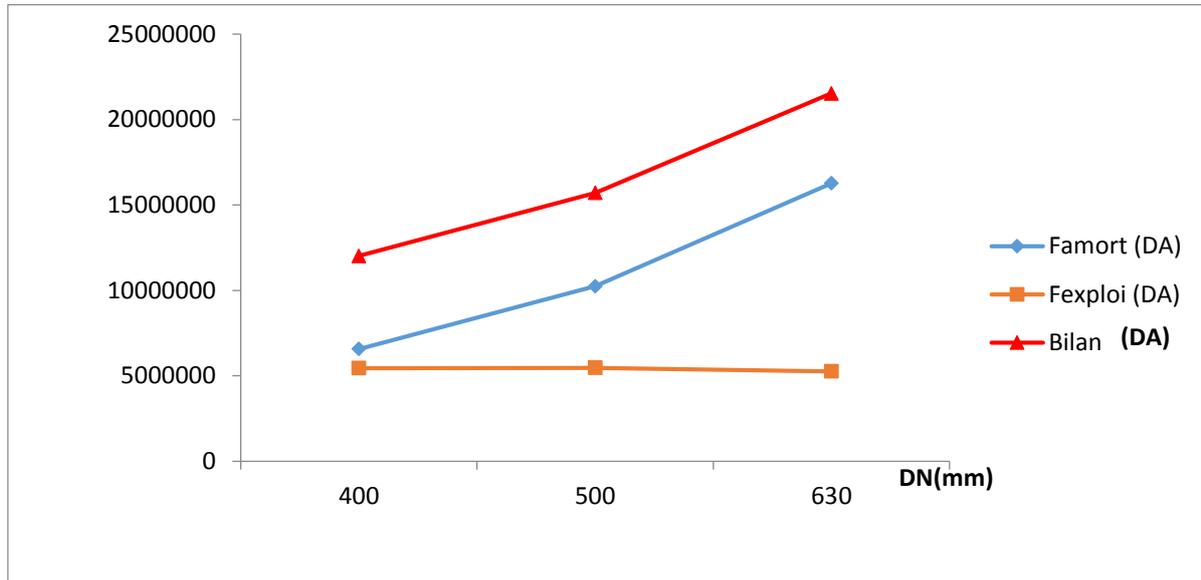
<b>Exploitation</b>				
<b>DN</b>	<b>Diamètre int en (mm)</b>	<b>P (K Watt)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>
400	0,3274	149,13	1088637,77	5 443 188,85
500	0,4092	124,72	1092575,23	5 462 876,17
630	0,5156	120,17	1052721,83	5 263 609,13

Les frais totaux sont donnés dans le tableau (III.39) ci-dessous :

**Tableau III.39 :** Le bilan des frais de la conduite SP2-RAit ikhelef

<b>DN</b>	<b>Bilan</b>			
	<b>Diamètre int en (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>	<b>Bilan(DA)</b>
400	0,3274	6570773,71	5443189	12 013 962,56
500	0,4092	10244073,8	5462876	15 706 949,93
630	0,5156	16265386,5	5263609	21 528 995,64

Figure I I I.9: Courbes de variation des frais d'exploitation, d'investissement et leurs bilans



Le diamètre économique à retenir est **400 mm** avec une vitesse de 1,30 m/s.

### III.6. Récapitulatif des résultats

Le tableau (III.40) nous donne les différents diamètres calculés pour les différents tronçons :

Tableau III.40 : Récapitulatif des différents diamètres calculés.

Tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Longueur (m)	Hmt (m)	Diamètre (mm)	Matière
P1 – point jonction C	0,005	250	22	90	PEHD
P2- point jonction C	0,005	283	23	90	PEHD
P3- point jonction C	0,005	316	2323	90	PEHD
P4-point jonction C	0,005	354	24	90	PEHD
Point jonction C -SR1	0,02	4592	165	160	PEHD
SR1-SR2	0,142	1790	208	500	FD
SR2-SP1	0,142	2520	305	400	FD
SP1-SP2	0,126	1795	247	400	FD
SP2- R Ait ikhlef	0,109	4348	97	400	PEHD

### III.7. Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu déterminer les diamètres économiques des conduites dans tous les tronçons. On a également calculé les pertes de charges et les Hmt pour chaque tronçon, ce qui constituera une base de calcul pour le chapitre consacré aux pompes.

## CHAPITRE IV: Pompage et protection contre les phénomènes transitoires

### Introduction

La topographie de la région étudiée, et la position de la source d'alimentation peuvent ne pas permettre à l'eau de s'écouler gravitairement. Pour cela, il y a nécessité d'installer des pompes et de construire des stations de reprise le long de la chaîne d'adduction, pour refouler l'eau et faire face à l'aspect accidenté du terrain.

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix des pompes idéales adaptées à l'usage de projet, qui nous permettra d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des stations de reprises projetées le long de la chaîne d'adduction et la protection du système contre les phénomènes transitoires.

### IV.1. 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 manométrique totale ( $H_{mt}$ ) ;

- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale.

Pour les puits, on adoptera un groupe électropompe immergé vu les avantages qu'il présente,

à Savoir :

- Fiabilité ;
- Amorçage automatique ;
- Rendement élevé ;
- Entretien presque nul ;
- Refroidissement permanent.

Pour les différentes stations de pompes et de reprise, notre choix se portera sur les pompes centrifuges à axe horizontal.

### IV.2. Modes de couplage des pompes

Dans certains cas, les besoins ( $H_{mt} - Q$ ) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ce cas, on sera amené à utiliser un couplage de pompes.

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle, selon le but recherché, soit d'augmenter la hauteur ou bien le débit.

Les couplages existants sont : les couplages en parallèle et les couplages en série

### IV.2.1. Couplage en parallèle

Ce montage se rencontre lorsqu'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit, 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.

### IV.2.2. Couplage en série

Ce montage s'emploie lorsqu'on veut augmenter la hauteur de refoulement, 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.

### IV.3. Choix du nombre de pompe

Le choix du nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

- Nombre de pompes minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSHr) minimale ;
- Nombre d'étages minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

### IV.4. Le point de fonctionnement

Le bon fonctionnement du système pompe - conduite est déterminé par la comparaison des deux courbes caractéristiques suivantes :

- La courbe caractéristique hauteur-débit de la pompe considérée :

$$H_{mt} = f(Q) \quad (IV.1)$$

- La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe :

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage. Afin de connaître les caractéristiques de la conduite, on calcule les pertes de charge pour les différents débits possibles et la charge totale résultante, la hauteur géométrique étant connue. La représentation de la charge totale  $H_{mt}$  en fonction du débit  $Q$  nous donne la courbe caractéristique de la conduite :

$$H_{mt} = H_g + RQ^2 \quad (IV.2)$$

Avec :

- $H_g$  : Hauteur géométrique en m ;
- $R$  : Résistance totale de la conduite (aspiration et refoulement) en

m.  $R$  est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{g \cdot \Pi^2 \cdot D^5} \quad (IV.3)$$

Le point d'intersection des deux courbes caractéristiques représente le point de fonctionnement de la pompe.

En général, le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point souhaité, il y a lieu de prévoir des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Parmi ces modifications, on peut citer les variantes suivantes :

**a. Première variante : "Réduction ou augmentation du temps de pompage"**

Dans le cas où le débit correspondant au point de fonctionnement obtenu est supérieur au débit appelé (désiré), on opte pour la diminution du temps de pompage en conservant le même volume à pomper, ce temps se calcule comme suit :

$$T'' = \frac{T' \cdot Q_{app}}{Q_{pf}} \quad (IV.4)$$

Avec :

- $T''$  : Le nouveau temps de pompage (h) ;
- $T'$  : Le temps de pompage prévu (h), pour notre cas, il est de 20 h ;
- $Q_{app}$  : Débit désiré à refouler en  $m^3/s$  ;
- $Q_{pf}$  : Débit de point de fonctionnement de la pompe en  $m^3/s$ .

**b. Deuxième variante : "Régulation par étouffement (Le vannage)"**

On accepte la caractéristique de la pompe  $H_{mt} = f(Q)$ , et on place une vanne sur la conduite de refoulement pour créer des pertes de charge de façon à obtenir le débit appelé (désiré). Dans ce cas la puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \cdot Q_{app} \cdot H'}{\eta} \quad (IV.5)$$

Avec :

$$H' = H^* + h \quad (IV.6)$$

Où :

- $h$  : Pertes de charge engendrées par le vannage (m) ;
- $H^*$  : La hauteur manométrique totale correspondant au débit appelé en m ;
- $\eta$  : Le rendement en (%) ;
- $H'$  : La distance qui sépare le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe en m.

**c. Troisième variante : "Rognage de la roue "**

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation  $N$ . Cela peut être réalisé en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré et qui se trouve sur la courbe caractéristique de la conduite (point P1). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point P2 ( $Q_2$  ;  $H_2$ ) qui est le point homologue du point désiré.

D'après les lois de similitude, on aura :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (IV.7)$$

$m$  : Coefficient de rognage, donc :

Le pourcentage de rognage  $r$  sera :

$$r = (1 - m) \times 100 (\%) \quad (IV.8)$$

Et la puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} \quad (Kw) \quad (IV.9)$$

#### d. Quatrième variante : "Variation de la vitesse de rotation"

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation, tel que sa diminution entraînera la diminution du débit et également de la puissance absorbée. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe  $H_{mt} = f(Q)$  passe par le point désiré.

On trace la parabole d'équation  $y = ax^2$  (courbe d'iso-rendement), qui contient le point homologue et qui passe par le point P1 (Voir : Figure (IV.1)). Cette parabole coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 ( $Q_3, H_3$ ), on aura alors : La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q_3} \quad (IV.10)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

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

La figure (IV.1) ci-dessous nous montre le point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation :

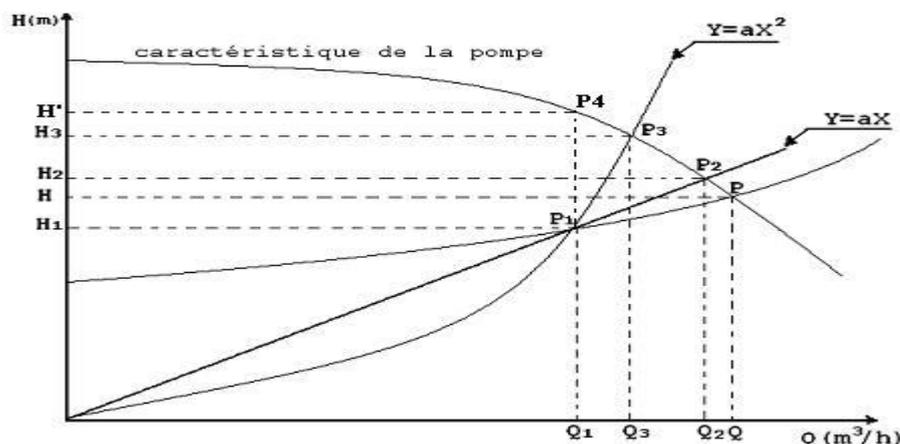


Figure IV.1 : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.

#### IV.5. Etude de la cavitation (Notion de NPSH)

La cavitation est un phénomène très bruyant engendré par la formation de poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe. Les bulles d'air sont dépressurisées par les aubes et implosent brusquement près des parois causant une chute de la hauteur manométrique, des instabilités, des vibrations et une forte érosion du métal. La figure (IV.2) ci-dessous nous montre les conséquences de la cavitation sur les roues



Figure IV.2 : Roues soumises à la cavitation.

Pour le bon fonctionnement de la pompe, il faut que la pression absolue  $P_{abs}$  à l'entrée de la pompe soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise  $NPSH_r$ . Le  $NPSH$  requis dépend uniquement de la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

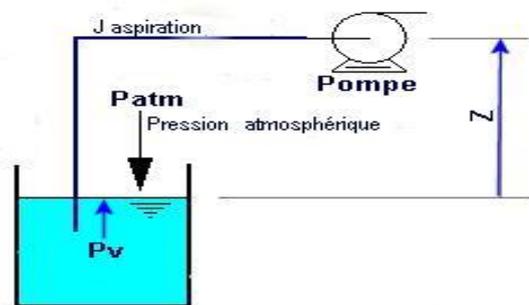
La condition de non cavitation se traduit par la vérification de la condition suivante :

$$NPSH_d > NPSH_r + \text{marge de sécurité} \tag{IV.12}$$

**Note :** On prend la marge de sécurité  $r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$ .

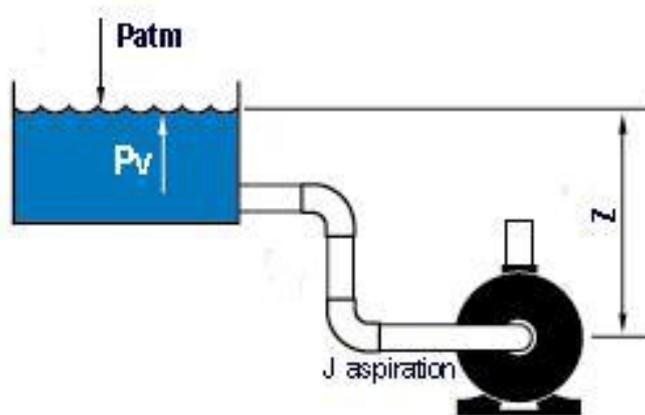
Deux cas d'aspiration sont possibles (figure IV.3 et IV.4) :

**Cas 1 : Aspiration en dépression**



**Figure IV.3 :** Calcul du  $NPSH$  disponible pour une pompe en dépression

**Cas 2 : Aspiration en charge**



**Figure IV.4 :** Calcul du  $NPSH$  disponible pour une pompe en charge.

Où, le  $NPSH_d$  représente la charge nette disponible à l'aspiration qui dépend de l'installation.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\omega} - (H_a + J_a + h_v) \quad (\text{aspiration en dépression}) \tag{IV.13}$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\omega} + (H_a - J_a - h_v) \quad (\text{aspiration en charge}) \tag{IV.14}$$

$\frac{P_0}{\omega}$  : Pression atmosphérique en m.c.e

$H_a$  : Hauteur d'aspiration en (m)

$J_a$  : Pertes de charge à l'aspiration en (m)

$H_v$  : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée

Les différentes tensions de vapeur sont données dans le tableau (IV.1) ci-après :

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

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
h <sub>v</sub> (m)	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,10	4,80	10,30

Source :Bureau d'étude YUCEF KHODJA

## IV.6. Choix des pompes du projet

### IV.6.1. Les pompes des puits P1, P2, P3, P4

Les pompes qui seront utilisées sont des groupes électropompes immergés.

#### Données P1

Débit : 5 l/s ;

Hmt = 187 m ;

Hg : 132 m.

A l'aide de catalogue des pompes, on cherche la pompe immergée qui nous donne les caractéristiques désirées. Pour cela, on a sélectionné la pompe convenable qui a les caractéristiques énumérées dans le tableau (IV.2) ci-dessous :

**Tableau IV.2** : Caractéristiques de la pompe sélectionnées pour le P1

Nom de la pompe	Débit (m <sup>3</sup> /h)	Hmt(m)	η(%)	P abs (kw)	NPSHr (m)	NPSHd (m)	Vitesse de rotation (tr/mn)
UPA 150c-16	18	187	76,17	12,4	5,56	9,96	2885

Notre choix est fixé sur la pompe UPA 150c-16, parce que c'est elle qui nous donne les meilleures caractéristiques.

La figure (IV.5) nous montre les caractéristiques de la pompe UPA 150c-16.

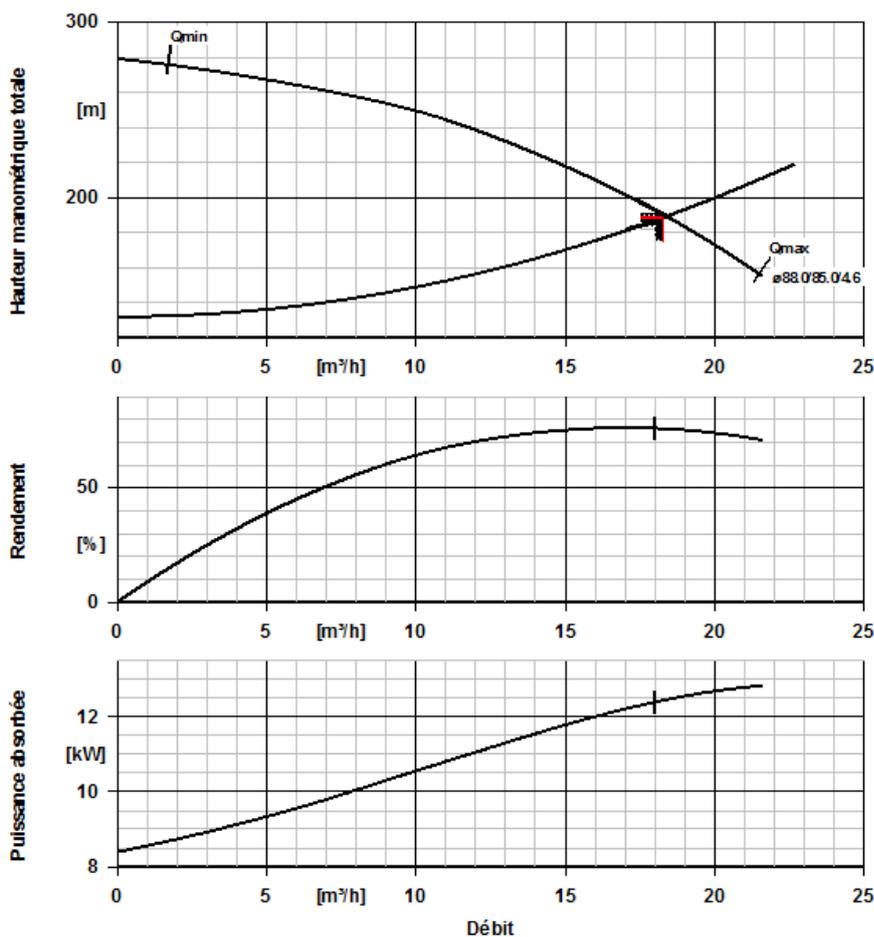


Figure IV.5 : Courbes caractéristiques de la pompe P1

**Données P2**

Débit : 5 l/ s ;

Hmt = 188 m ;

Hg : 132 m ;

A l'aide du logiciel des pompes, on a sélectionné la pompe qui a les caractéristiques désirées comme le montre le tableau (IV.3), ci-après.

**Tableau IV.3** : Caractéristiques de la pompe sélectionnée pour le P2

On a choisi la UPA 150c-16 pompe qui nous offre les meilleures caractéristiques.

Nom de la pompe	Débit (m³/h)	Hmt(m)	η(%)	P abs (kw)	NPSHr (m)	NPSHd (m)	Vitesse de rotation (tr/mn)
UPA 150c-16	18	187	76,17	12,4	5,56	9,96	2885

La figure (IV.6) nous donne les caractéristiques de la pompe sélectionnée.

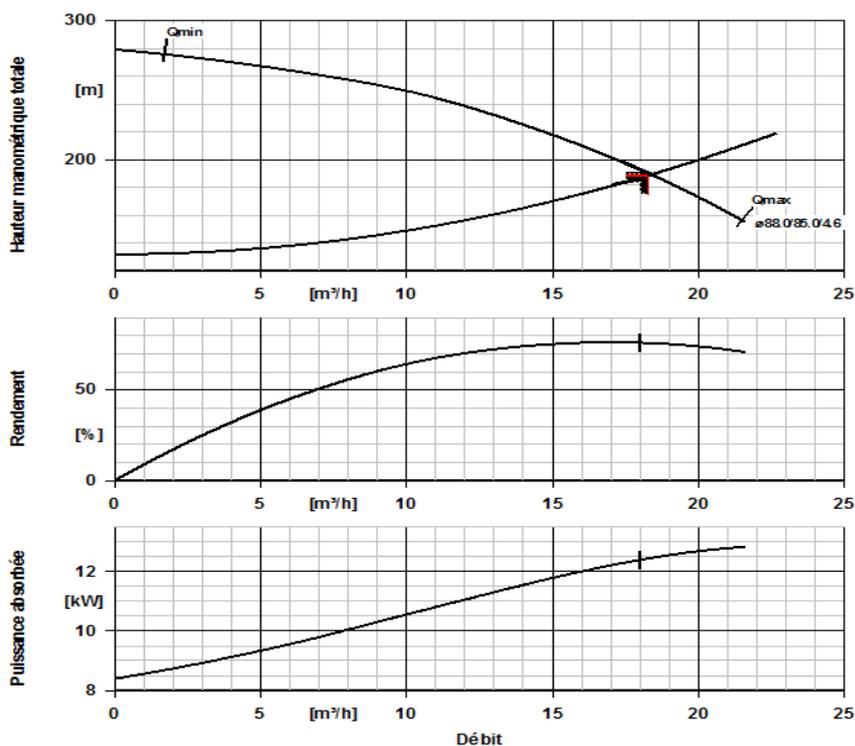


Figure IV.6 : Courbes caractéristiques de la pompe P2

**Données P3**

Débit : 5 l/ s ;

Hmt = 188 m ;

Hg : 132 m ;

A l'aide du logiciel des pompes, on a sélectionné la pompe qui a les caractéristiques désirées comme le montre le tableau (IV.4), ci-après.

**Tableau IV.4** : Caractéristiques de la pompe sélectionnée pour le P3

On a choisi la UPA 150c-16 pompe qui nous offre les meilleures caractéristiques.

Nom de la pompe	Débit (m³/h)	Hmt(m)	η(%)	P abs (kw)	NPSHr (m)	NPSHd (m)	Vitesse de rotation (tr/mn)
UPA 150c-16	18	187	76,17	12,4	5,56	9,96	2885

La figure (IV.7) nous donne les caractéristiques de la pompe sélectionnée.

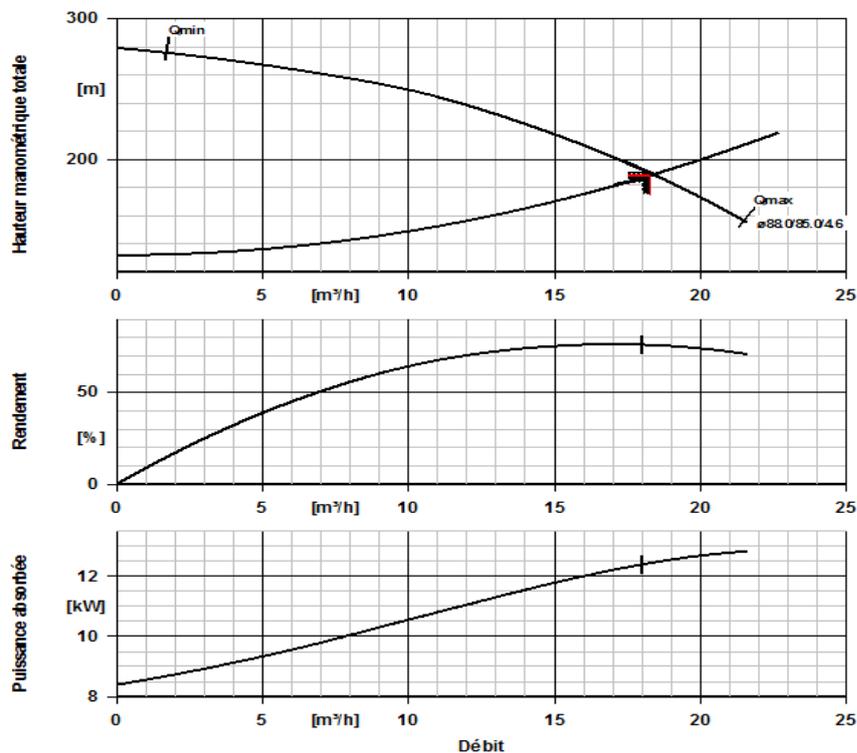


Figure IV.7 : Courbes caractéristiques de la pompe P3

**Données P4**

Débit : 5 l/ s ;

Hmt = 189 m ;

Hg : 132 m ;

A l'aide du logiciel des pompes on a sélectionné la pompe qui a les caractéristiques désirées comme le montre le tableau (IV.5), ci-après.

**Tableau IV.5** : Caractéristiques de la pompe sélectionnée pour le P4

On a choisi la UPA 150c-16 pompe qui nous offre les meilleures caractéristiques.

Marque	Nom de la pompe	Débit (m³/h)	Hmt(m)	$\eta$ (%)	P abs (kw)	NPSHr (m)	NPSHd (m)	Vitesse de rotation (tr/mn)
KSB	UPA 150c-16	18	187	76,17	12,4	5,56	9,96	2885

La figure (IV.8) nous donne les caractéristiques de la pompe sélectionnée.

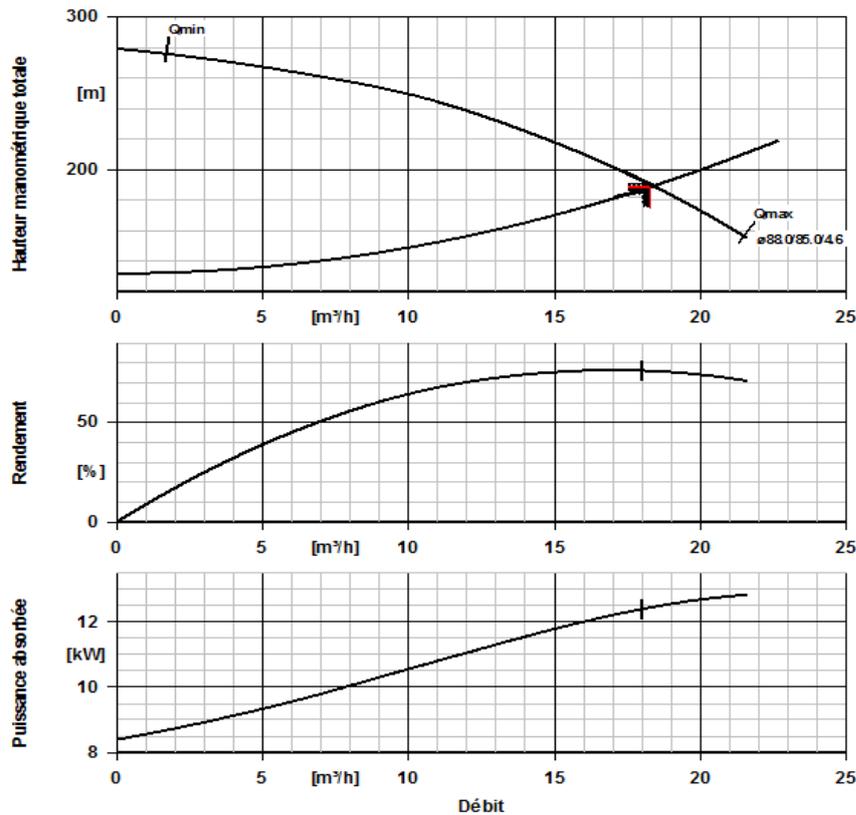


Figure IV.8 : Courbes caractéristiques de la pompe P4

**IV.6.2. La pompe de la SR1**

**Données :**

Débit : 142 l / s ;

Hmt = 208 m ;

Hg : 205.51 m.

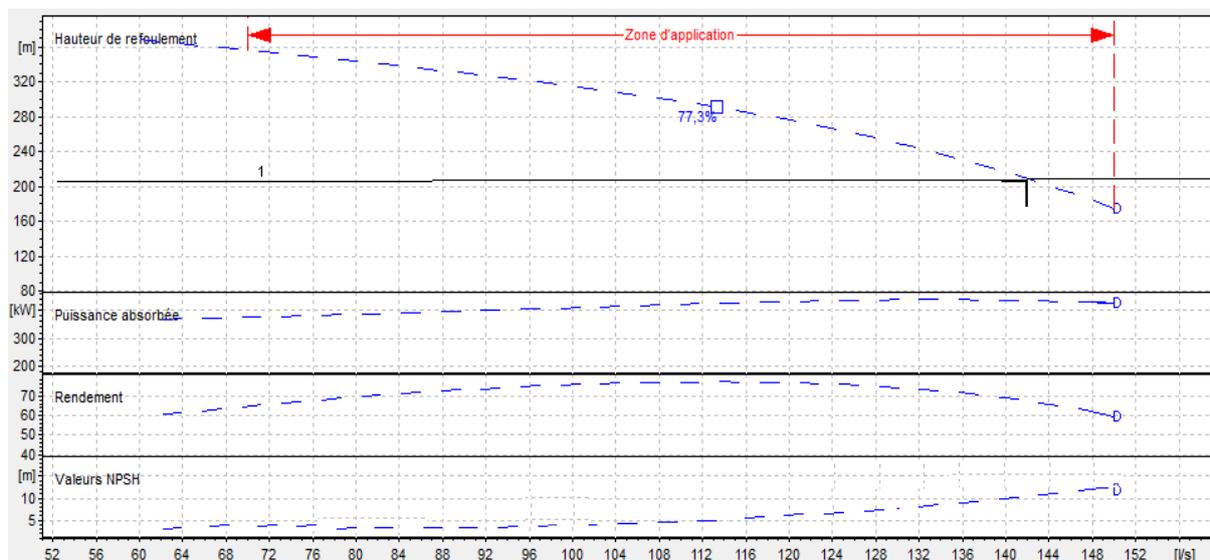
A l'aide du logiciel des pompes, on sélectionne la pompe dont les caractéristiques sont mentionnées dans le tableau (IV.4).

**Tableau (IV.4) :** Caractéristiques de la pompe sélectionnée pour la SR1

Nom de la pompe	Débit (l/s)	Hmt(m)	$\eta$ %	Pa (kw)	NPSHre(m)	NPSHd(m)	Vitesse de rotation (tr/min)
PMLS 150H/ 4D	142	208	67,4	434	14,42	15,61	2950

On choisit la pompe PMLS 150H/ 4D On place aussi une autre pompe de secours qui a les mêmes caractéristiques que celle retenue.

Puisque la pompe sélectionnée nous donne exactement notre point de fonctionnement, elle ne nécessitera aucune modification.



**Figure IV.9:** Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 1  
 - **Vérification de la condition de non cavitation**

CNA : 321,7 m.

Hauteur d’aspiration : 3 m.

Pertes de charge à l’aspiration sont négligeables ≈ 0.03m

NPSHr : 11,16 m.

$$\frac{P_0}{\omega} = 10,33 - 0,00139 * 321,7 = 9,88m$$

$$NPSHd = 9,88 + 3 - 0.03 - 0,24 = 12,61m > 11,16m$$

NPSHd > NPSHr + 0,4 m : notre pompe ne Cavite pas.

**IV.6.3. La pompe de la SR2**

Débit : 142 l / s ;

Hmt = 305 m ;

Hg : 290,8 m.

En se servant des logiciels des pompes, on choisit la pompe qui répond le mieux à notre demande, ces caractéristiques sont données dans le tableau (IV.5) ci-après :

**Tableau IV.5 :** Caractéristiques des pompes sélectionnées pour la SR2

Nom de la pompe	Débit (l/s)	Hmt(m)	η %	Pa (kw)	NPSHre(m)	NPSHd(m)	Vitesse de rotation (tr/min)
PMLS 150H/4B	142	305	75,1	579	12,76	13,34	2950

La pompe retenue c’est PMLS 150H/4B, plus une pompe de secours.

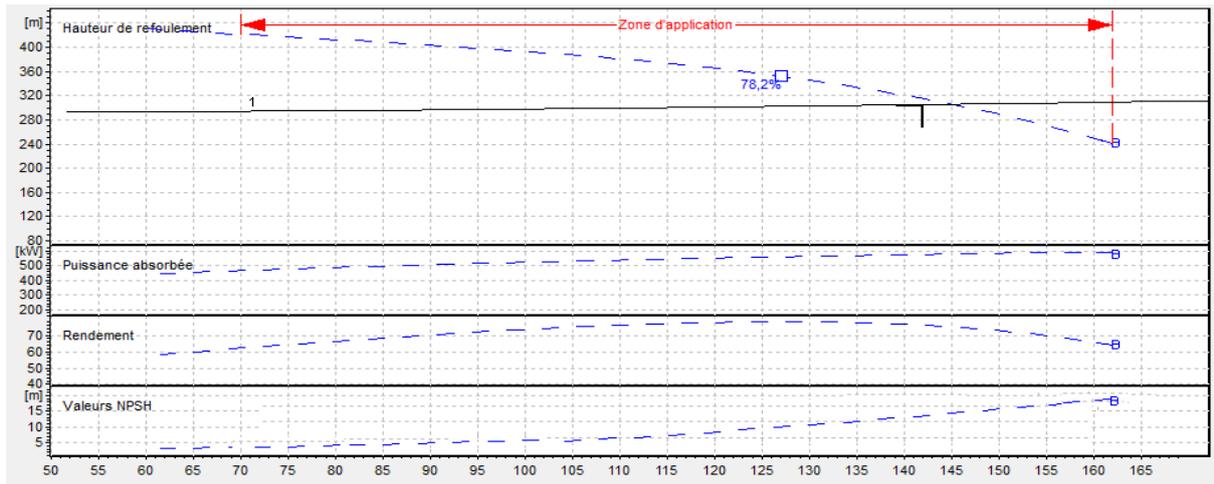


Figure IV.10 : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise 2

Les coordonnées du point de fonctionnement de la pompe  $P_{sr2}$  (145 l/s ; 305m) ne coïncide pas avec les coordonnées du point désiré (142 l/s ; 305 m). Donc on doit modifier la courbe caractéristique de la pompe pour ramener le point de fonctionnement au point désiré. Pour atteindre cet objectif, on doit se référer aux lois de similitude. On choisit le rognage de la roue :

**-Rognage de la roue :**

D’après les lois de similitude on a :

$$m = \left(\frac{Q1}{Q2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H1}{H2}\right)^{1/2}$$

Les coordonnées du point désiré sont (142 l/s ; 305 m)

Le point de fonctionnement du système donné pour la pompe (145 l/s ; 305m).

Le coefficient de rognage est :

$$m = \left(\frac{Q1}{Q2}\right)^{1/2} = \left(\frac{142}{145}\right)^{1/2} = 0,989$$

Donc :  $r = 1 - 0,989 = 0,01$  ; On a un rognage de 1%

$$d = 0,989 * 150 = 148,35 \text{ mm}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g * Q1 * H1}{\eta} = \frac{9,81 * 0,142 * 305}{0,751} = 565,7 \text{ Kw}$$

**- Vérification des conditions de non cavitation**

CNA : 521, 7 m.

NPSHr: 12,76 m.

$$NPSHd = 9,604 + 4 - 0,02 - 0,24 = 13,34 \text{ m} > 12,76 \text{ m}$$

$NPSHd > NPSHr + 0,4\text{m}$  : il n’y a pas de risque de cavitation.

**IV.6.4. La pompe de la SP1**

Débit : 126 l / s ;

Hmt = 247 m ;

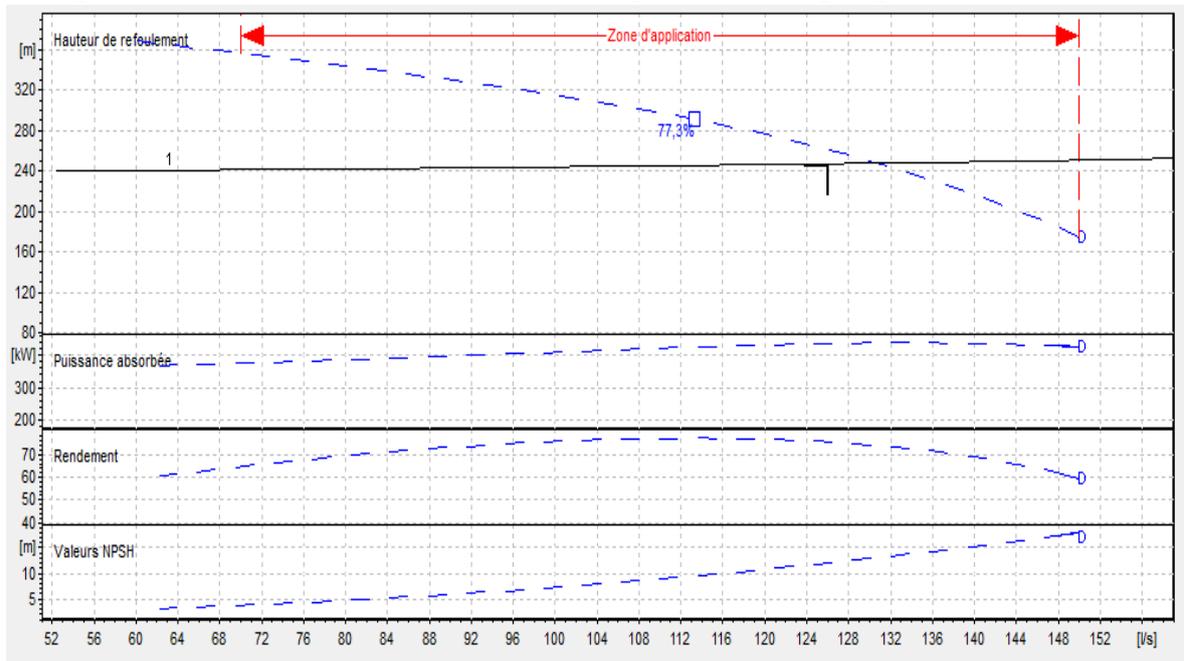
Hg : 238,54 m.

Le tableau (IV.6) ci-dessous nous montre les caractéristiques de la pompe qu'on a choisie en utilisant un logiciel de pompe.

**Tableau IV.6 :** Caractéristiques de la pompe sélectionnée pour la SP1

Nom de la pompe	Débit (l/s)	Hmt(m)	η %	Pa (kw)	NPSHre(m)	NPSHd(m)	Vitesse de rotation (tr/min)
PML 150H/4D	130,7	247	74,1	438	13,1	13,96	2950

Pompe sélectionnée CAPRARI PML 150H/4D plus une autre pompe de secours.



**Figure IV.11 :** Courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage 1

Le point de fonctionnement du système donné pour la pompe P<sub>sr2</sub> (130,7 l/s ; 247m) ne coïncide pas avec les coordonnées du point désiré sont (126 l/s ; 247 m). Donc on doit modifier la courbe caractéristique de la pompe pour ramener le point de fonctionnement au point désiré et pour atteindre cet objectif on opte pour la diminution du temps de pompage.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t$$

- Le nouveau temps de pompage sera :  $t' = \frac{126}{130,7} * 20 \Rightarrow t' = 19h \ 16min \ 48s$
- Le rendement correspondant au débit Q<sub>app</sub>=126 l/s est : 74,1 %

La puissance absorbée sera : 
$$P = \frac{g * Q_{app} * HMT}{\eta} = \frac{9,81 * 0,126 * 247}{0,741} = 412,02 \text{ Kw}$$

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

Q : débit refoulé par la pompe en (m<sup>3</sup>/s)

g : pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

- **Vérification de la condition de non cavitation**

CNA : 808,96 m ;

NPSHr: 13,1 m;

$\frac{P_0}{\omega} = 10,33 - (0,00139 * 808,96) = 9,2 \text{ m}$

D'où :

$NPSHd = 9,2 + 5 - 0 - 0,24 = 13,96 \text{ m} > 13,1 \text{ m}$

NPSHd > NPSHr + 0,4m : il n'y a pas de risque de cavitation.

**IV.6.5. La pompe de la SP2**

Débit : 109.8 l / s ;

Hmt = 97 m ;

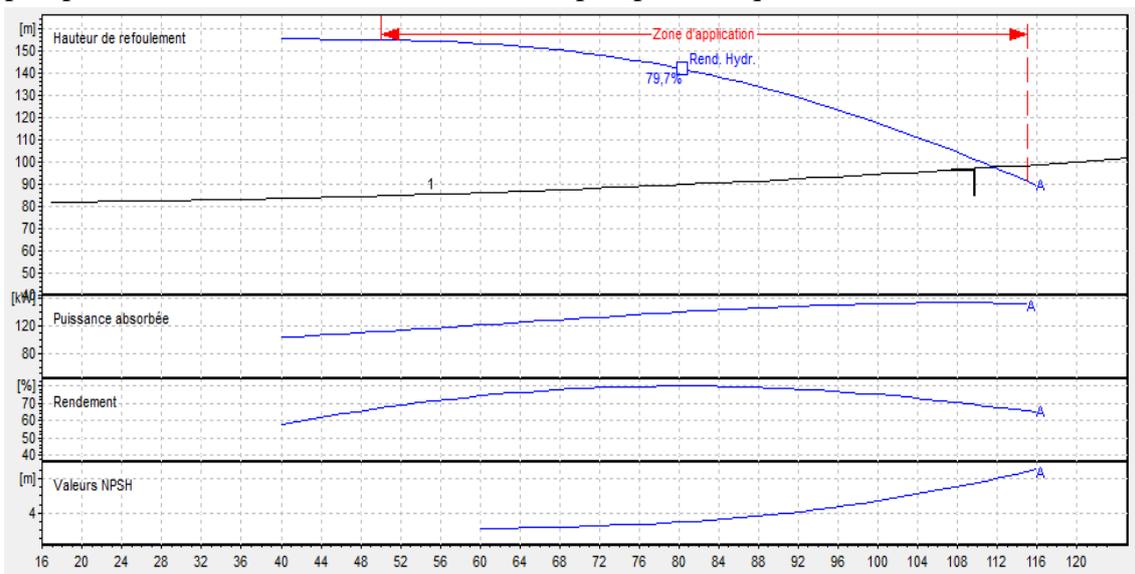
Hg : 81,54 m.

En utilisant le logiciel des pompes, on a sélectionné la pompe dont les caractéristiques sont données dans le tableau (IV.7) suivant :

**Tableau IV.7 : Caractéristiques des pompes sélectionnées pour la SP2**

Nom de la pompe	Débit (l/s)	Hmt(m)	$\eta$ %	Pa (kw)	NPSHre(m)	NPSHd(m)	Vitesse de rotation (tr/min)
PM 150/ 5A	112	97,5	67,8	154	7,99	9,65	1450

La pompe à retenir PM 150/5A, avec une autre pompe identique de secours.



**Figure IV.12 : Courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage 1**

Le point de fonctionnement du système donné pour la pompe P<sub>sp2</sub> (130,7 l/s ; 247m) ne coïncide pas avec les coordonnées du point désiré sont (126 l/s ; 247 m). Donc on doit modifier la courbe caractéristique de la pompe pour ramener le point de fonctionnement au point désiré et pour atteindre cet objectif on opte pour la diminution du temps de pompage.

- Le nouveau temps de pompage sera :  $t' = \frac{109,8}{112} * 20 \Rightarrow t' = 19h\ 36min$
- Le rendement correspondant au débit Q<sub>app</sub>=109,8 l/s est : 70 %

$$\text{La puissance absorbée sera : } P = \frac{g * Q_{app} * HMT}{\eta} = \frac{9,81 * 0,1098 * 97}{0,7} = 149,26 \text{ Kw}$$

- **Vérification de la condition de non cavitation**

CNA : 1043,96 m ;

NPSHr: 7,99 m;

$$\frac{P_0}{\omega} = 10,33 - (0,00139 * 1043,96) = 8,89m$$

$$\text{NPSHd} = 8,89 + 1 - 0 - 0,24 = 9,65 \text{ m} > 7,99 \text{ m}$$

NPSHd > NPSHr + 0,4 m : il n'y a pas de risque de cavitation.

#### IV.6.6. Tableau récapitulatif

Les différentes pompes sélectionnées sont résumées dans le tableau (IV.8) ci-dessous.

**Tableau IV.8 :** Tableau récapitulatif de différentes pompes sélectionnées.

Nom de la station	Type de la pompe	Nombre	Hmt (m)	Q (l/s)	η (%)
Puits 1	UPA 150c-16	1 + 1 de secours	187	5	76,17
Puits 2	UPA 150c-16	1 + 1 de secours	188	5	76,17
Puits 3	UPA 150c-16	1 + 1 de secours	188	5	76,17
Puits 4	UPA 150c-16	1 + 1 de secours	189	5	76,17
SR1	PMLS 150H/ 4D	1 + 1 de secours	208	142	64,4
SR2	PMLS 150H/ 4B	1 + 1 de secours	305	142	75,1
SP1	PML 150H/ 4D	1 + 1 de secours	247	126	74,1
SP2	PM 150/ 5A	1 + 1 de secours	97	109,8	78,33

#### IV.7. Protection contre le coup de bélier

##### IV.7.1 Définition

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire résultant d'un écoulement non permanent, et caractérisé par un changement brusque du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite. Lorsque l'eau dans cette dernière subie des variations brusque de pression et de vitesse, en raison des pertes d'énergies dues aux frottements, les ondes s'amortissent progressivement.

Causes de coup de bélier :

Le phénomène de coup de bélier est causé par :

- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placés au bout d'une conduite d'adduction.
- Démarrage ou arrêt brutal d'un groupe électropompes.

- Ouverture ou fermeture d'un robinet d'isolement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, provoquant la rupture de la canalisation. C'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection pour limiter ses effets, puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment pour résister à une pression intérieure bien définie.

#### IV.8. Dispositifs anti - bélier

Parmi les dispositifs utilisés pour diminuer, les valeurs de la pression engendrées par le coup de bélier à des niveaux raisonnables, on cite les systèmes suivants :

- **Soupape de décharge**

C'est un appareil avec un ressort à boudin qui est obturé par compression, en marche normale. On la place dans les endroits où la surpression est maximale. Dans le cas où une surpression survient, le ressort est comprimé par l'eau qui est à l'intérieur de la conduite car sa pression dépasse la pression admissible et l'eau surpressée sort de la conduite. Il y a lieu de prévoir un moyen pour l'évacuation vers l'extérieur de l'eau ainsi libérée.

- **Volant d'inertie**

C'est un organe placé sur le groupe électropompe, qui stock une quantité d'énergie cinétique, pendant la marche normale de la pompe, pour la restituer en cas d'arrêt inopiné de son moteur. La pompe sera alimentée pendant un peu de temps, ce qui permettra de garder la conduite pleine d'eau pour un peu de temps ce qui permet de diminuer l'intensité du coup de bélier.

- **Cheminée d'équilibre**

C'est un réservoir à l'air libre, qui stock une certaine quantité d'eau et la restitue à la conduite en cas d'arrêt du système. Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée, dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier, elle est aussi utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts où peut survenir une cavitation en régime transitoire et qui ne sont pas facilement accessibles.

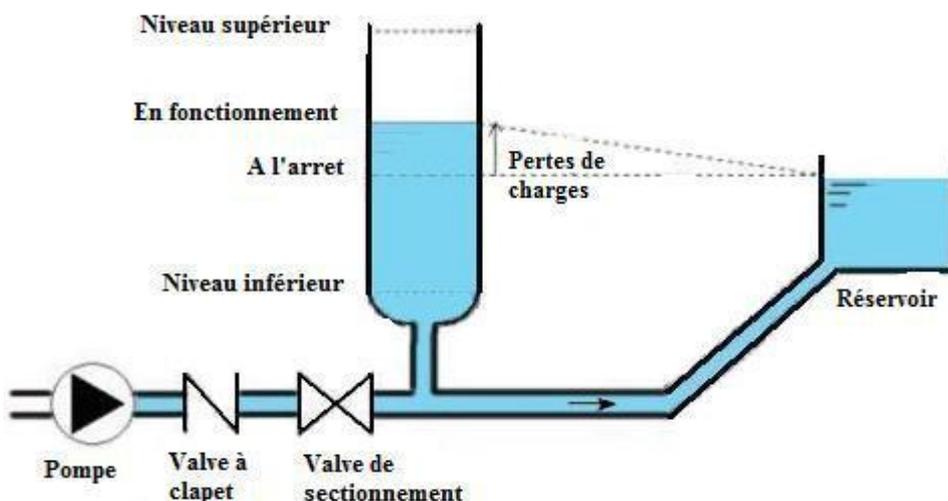


Figure IV.13 : Installation d'une cheminée d'équilibre.

**IV.9. Etude du coup de bélier**

Dans cette étude, on calcule les valeurs des variations de pression (surpression et dépression). Ce calcul sera fait pour chaque tronçon, on doit veiller à ce que la valeur de la pression ne dépasse pas la pression de fonctionnement admissible. Si on trouve pour un tronçon donné que cette condition n'est pas vérifiée, on doit impérativement employer un dispositif anti bélier.

**IV.9.1. La valeur du coup de bélier**

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{(48,3 + \frac{K' \cdot D_{int}}{ep})}} \quad (IV.15)$$

Avec :

- $K'$  : Coefficient dépendant de la nature de la conduite
- $K' = 0,59$  pour la fonte ductile ;
- $K' = 83$  pour les conduites en PEHD ;
- $D_{int}$  : Diamètre intérieur de la conduite en(m) ;
- $ep$  : Epaisseur de la conduite(m).

**1<sup>er</sup> Cas : Fermeture brusque de la vanne**

La fermeture brusque est caractérisée par un temps  $T_f$ , tel que :

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (IV.16)$$

Où :

- $L$  : Longueur de la conduite en m ;
- $a$  : Célérité des ondes en m/s.

Et la valeur maximale du coup de bélier est :

$$B' = \frac{a \times V_0}{g} \quad (IV.17)$$

Avec :

- $B'$  : La valeur du coup de bélier (m) ;
- $a$  : La célérité de l'onde (m/s) ;
- $V_0$  : Vitesse initiale d'écoulement (m/s) ;
- $g$  : Accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

On trouvera ainsi les valeurs maximales de la surpression et de la dépression.

La première est donnée comme suit :

$$H_{su} = H_0 + B' \quad (IV.18)$$

La valeur maximale de la dépression est :

$$H_d = H_0 - B' \quad (IV.19)$$

Où :

- H0: La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (IV.20)$$

- **2ème cas : Fermeture lente de la vanne**

La variation de la vitesse d'écoulement en fonction du temps est linéaire. Le temps Tf est tel que :

$$T > \frac{2*L}{a} \quad (IV.21)$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B' = \frac{2*L*V}{g*Tf} \quad (IV.22)$$

- Tf : Temps de fermeture de la vanne en seconde.

#### IV.9.2. Les tronçons (SR1-SR2), (SR2-SP1), (SP1-SP2) et (SP2-R Ait ikhelef) :

Les caractéristiques des conduites (SR1-SR2), (SR2-SP1), (SP1-SP2) et (SP2-Rait ikhelef) sont regroupés dans le tableau (IV.9) ci-dessous.

**Tableau IV.9** : Les caractéristiques des conduites.

La conduite	Q (m <sup>3</sup> /s)	Dint (mm)	ep (mm)	V0 (m/s)	Hg (m)	L (m)	K'
SR1-SR2	0,142	0,5	0,005	0,64	205,51	1790	0,59
SR2-SP1	0,142	0,4	0,005	1,13	290,8	2520	0,59
SP1-SP2	0,126	0,4	0,005	1	238,54	1795	0,59
SP2-R ait ikhelef	0,1098	0,3274	0,0363	1,3	81,54	4348	83

Les résultats de calcul de la valeur du coup de bélier sont résumés dans le tableau (IV.10) suivant :

**Tableau IV.10**: Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.

La conduite	H0 (m)	a (m/s)	B' (m)	Hs (m)	Hd (m)	Ps (m)
SR1-SR2	215,8	955,730253	62,3514131	277,861413	153,158587	300
SR2-SP1	299,8	1013,05613	116,6925	417,4925	184,1075	400
SP1-SP2	248,54	1013,05613	103,267699	351,807699	145,272301	400
SP2-R ait ikhelef	91,54	350,697872	46,4737242	138,013724	45,0662758	160

D'après les résultats du tableau, la surpression maximale de la conduite (SR2-SP1) est supérieure à la pression de service donc elle nécessite une protection contre le coup de bélier. Par contre les autres conduites ne nécessitent pas une protection car la surpression maximale ne dépasse pas la pression admissible de service et il n'y a pas une dépression.

### IV.9.3. Protection de la conduite SR2-SP1 contre le coup de bélier

Dans notre cas, on choisit comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air, vu les avantages qu'il présente, à savoir :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression ;
- Valable pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Simple à installer et facilement contrôlable.

Le réservoir sera équipé à la base un étranglement (tuyère) qui amortira rapidement les oscillations.

#### Calcul du volume d'air anti bélier :

#### Méthodes de calcul des réservoirs d'air

Nous avons utilisé la méthode de **PEUTCH** et **MEUNIER** pour le calcul du volume d'air de l'anti bélier :

#### Principe de la méthode

Afin de déterminer le volume du réservoir d'air  $U_0$ , on doit utiliser les abaques de PEUTCH et MEUNIER qui ont les trois nombres adimensionnels suivants :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} : \text{qui caractérise les pertes de charge,}$$

$$A = \frac{a \cdot V_0}{g H_0} : \text{qui caractérise la conduite de refoulement,}$$

$$B = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} * \frac{L S}{U_0} : \text{qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.}$$

Avec :

a : La célérité d'onde de coup de bélier,

$V_0$  : La vitesse de l'écoulement en régime permanent,

$H_0$  : La pression statique absolue,  $H_0 = g + 10$

$H_{abs}$  : La pression de service absolue,  $H_{abs} = H_g + 10 + \Delta h$

$\Delta h$  : Perte de charge,

L : La longueur de la conduite,

S : La section de la conduite.

La méthode se résume dans les étapes suivantes :

Calculer la célérité d'onde C et la vitesse de l'écoulement en régime permanent V0.

Calculer les paramètres A et K,

Tracer le profil en long de la conduite de refoulement, comme suite :

Z (m)	Z <sub>0</sub>	Z <sub>1</sub>	Z <sub>2</sub>	Z <sub>3</sub>	Z <sub>4</sub>
X	0	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>4</sub>
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_0 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_1 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_2 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_3 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_4 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$
$\frac{X}{L}$	$\frac{X}{L} = 0$	$\frac{X_1}{L}$	$\frac{X_2}{L}$	$\frac{X_3}{L}$	$\frac{X_4}{L}$

Avec :

Z : La pression totale,

X/L : Le rapport entre les abscisses de différents points et la longueur totale.

Dans les abaques, les courbes de dépression sont en fonction de P<sub>min</sub>/H<sub>0</sub> et X/L.

- Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes B au profil en long. Nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer U<sub>0</sub> .

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g} \frac{LS}{H_{abs} B}$$

- Calculer U<sub>0</sub>
- Déterminer le volume d'air maximum qui correspond à la pression minimale P<sub>min</sub> cette dernière est tirée de l'abaque par l'intersection de la courbe B et l'axe des ordonnées P<sub>min</sub>/H<sub>0</sub>

$$U_{max} = U_0 \left( \frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{1,2}$$

Ce Volume est majoré de 20 à 30% pour assurer un certain volume d'eau dans le réservoir. Le volume réel du réservoir d'air anti béliet sera donc :

$$U_{réel} = (1,2 \text{ à } 1,3) U_{max}$$

#### IV.10. Calcul du volume du réservoir :

Le tableau IV.2 résume les calculs des paramètres nécessaires

Tableau N° IV.2 : calcul de différents paramètres.

La conduite	V0 (m/s)	H0 (mce)	Habs(mce)	a(m/s)	K	A
SR2-SP1	1,13	300,8	315	1013,0561	0,04835425	0,38794049

Tableau N° IV.3 : Profil en long de la conduite de refoulement.

Z (m)	305	247	97
Longueur de la conduite	0	2520	4315
$\Delta Z$	0	58	150
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0,03324	0,27359	1,74
X/L	0	0,58	0,63

Après superposition du profil en long sur l'abaque de **Puech** et **Meunier**, Nous obtenons

B=1 ; Cette valeur de B nous permet de calculer le volume comprimé

U<sub>0</sub> :

$$U_0 = [V_0^2 / (g \cdot H_{abs})] \times L \cdot S / B \quad [m^3] = 0,131 \text{ m}^3$$

Depuis l'abaque P<sub>min</sub> / H<sub>0</sub> = **0,53** on déduit la valeur de P<sub>min</sub> qui égale à 159,424m<sup>3</sup>

Le volume d'air maximal sera calculé en considérant une loi intermédiaire entre les lois isothermes et adiabatiques :

$$H_{abs} \cdot U_0^{1,2} = P_{min} \cdot U_{max}^{1,2}$$

$$U_{max} = U_0 [H_{abs} / P_{min}]^{1/1,2} [m^3] = 0,231 \text{ m}^3$$

Ce volume est majoré de 30%, pour assurer un certain volume d'eau dans le réservoir. Le volume réel du réservoir d'air anti béliet sera donc :

$$U_{réel} = (1,2-1,3) \cdot U_{max} = 1,3 \cdot 0,231 = 0,3 \text{ m}^3$$

Tableau IV.4 : résultat des calculs

U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	0,231
Volume (m <sup>3</sup> )	<b>0,3</b>

**Conclusion**

Dans ce chapitre, on a sélectionné les pompes qui équiperont les quatre puits, les deux stations de reprise et les deux stations de pompage.

D'après les calculs effectués pour toutes pompes installées, aucun risque de cavitation n'a été trouvé.

Après l'étude de pompage et la vérification de la préservation des pompes contre la cavitation, on a effectué l'étude de protection des conduites contre les phénomènes transitoires ou on a dimensionné un réservoir d'air de 0,3 m<sup>3</sup> dans le but de protéger la conduite qui relie la station de reprise N°1 et la station de pompage N°1.

## CHAPITRE IV: Les stockages d'eau

### Introduction

Le stockage dans les systèmes de distribution est l'accumulation en un point de quantité d'eau pour résoudre un problème technique et/ou un problème économique (coût de l'énergie). Le stockage se fait :

- aux stations de traitement ;
- aux stations de pompage de reprise ;
- sur le réseau de distribution.

Sur le plan hydraulique le stockage peut être

- un réservoir : ouvrage posé au sol, semi-enterré, enterré ;
- un château d'eau : ouvrage surélevé selon les besoins, dont la hauteur peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

### V.1. DEFINITION

Le réservoir est un ouvrage d'art très important dans un réseau d'alimentation en eau potable, il relie le réseau d'adduction à celui de la distribution, il permet le stockage de l'eau et la régulation du débit destiné soit à la consommation publique ou bien à l'usage industriel.

Les fonctions les plus importantes assurées par les réservoirs d'eau potable sont de nature Technique et économique, dont on peut citer :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage ;
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe) ;
- Réduction des investissements sur les ouvrages de production et le réseau de distribution ;
- Maintien de l'eau à une température constante ;
- Stockage nécessaire et satisfaction des débits demandés ;
- Assurance d'une réserve d'incendie.

### V.2. L'emplacement d'un réservoir

L'emplacement choisi du réservoir dépend essentiellement de sa destination, il doit répondre à certaines exigences techniques, à savoir :

- Etre le plus près possible du centre de gravité de l'agglomération qu'il doit alimenter ;
- L'alimentation du réseau doit se faire par gravité ;
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier, doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ;
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante ;
- L'accessibilité.

### V.3. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon :

#### a. La nature du matériau de construction :

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

**b. La position au sol :**

- Les réservoirs enterrés ;
- Les réservoirs semi-enterrés ;
- Les réservoirs surélevés.

**c. La forme :**

- Les réservoirs circulaires ;
- Les réservoirs carrés et rectangulaires ;
- Les réservoirs de forme quelconque.

**V.4. Choix de type du réservoir**

La zone étudiée est très accidentée donc notre choix est fixé sur les réservoirs circulaires, Semi-enterrés qui offrent les avantages suivants :

- L'étanchéité est facile à réaliser ;
- L'étude architecturale simplifiée ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;
- Economie sur les frais de construction.

**V.5. Fontainerie et équipements des réservoirs**

Les équipements du réservoir seront disposés dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir, ce qui leur permet d'accomplir les différentes fonctions attendues : réception de l'adduction et départ de l'eau vers la distribution.

**V.5.1. Conduite d'arrivée**

L'arrivée d'une conduite d'adduction dans un réservoir peut être placée au fond du réservoir, ou dans sa partie supérieure (figure V.1).

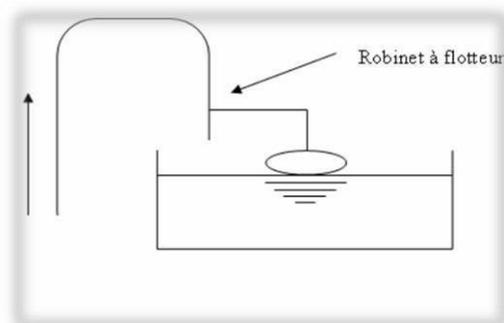


Figure V.1 : Conduite d'arrivée par surverse.

**V.5.2. Conduite de départ ou de distribution**

Cette conduite sera placée à l'opposé de la conduite d'arrivée, à quelques centimètres au-dessus du radier (0,15 à 0,2 m) pour éviter l'entrée des matières en suspension (figure (IV.2)).

L'extrémité sera munie d'une crépine pour éviter la pénétration d'air dans la conduite (phénomène de vortex) .

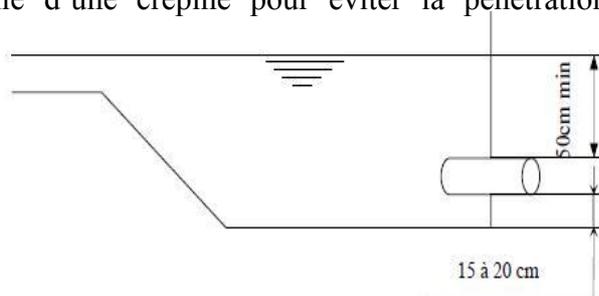
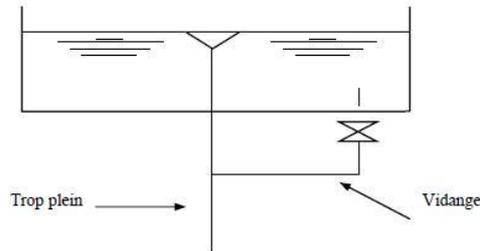


Figure V.2 : Conduite de départ.

### V.5.3. Conduite de trop plein et conduite de vidange

La conduite de trop plein a pour rôle l'évacuation de l'eau excédentaire, en cas de défaillance du robinet flotteur qui provoque le non arrivé d'eau.

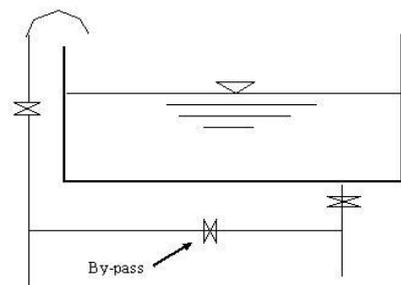
La conduite de vidange permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein (Figure (V.3)).



**Figure V.3 :** Conduite de trop plein et de vidange.

### V.5.4. Conduite de by-pass

C'est une conduite qui relie la conduite d'arrivée à la conduite de départ, elle fonctionne quand le réservoir est isolé pour entretien, ou dans le cas d'un incendie à forte charge (Figure (IV.4)).



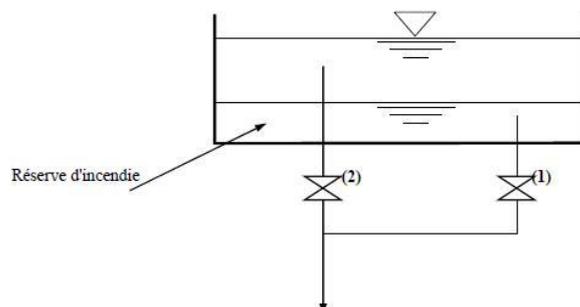
**Figure V.4:** Conduite by-pass

### V.5.5. Matérialisation d'une réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois que le niveau d'incendie est atteint, nous distinguons le système à deux prises et le système siphon.

#### V.5.5.1. Système à deux prises

Ce système est rarement utilisé du fait que la réserve d'incendie est longtemps stockée et non renouvelée. En temps normal, la vanne '1' est fermée, tandis que la vanne '2' est ouverte. En cas de sinistre, '1' sera ouverte (figure (V.5)).

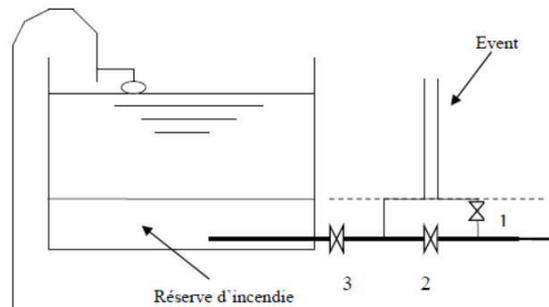


**Figure V.5 :** Système à deux prises.

### V.5.5.2. Système à siphon

Ce système à l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie, quand le niveau atteint son minimum, le siphon se désamorçe.

En temps normal, les vannes "1" et "3" sont ouvertes, et "2" reste fermée. En cas de sinistre, on ouvre la vanne "2". Cette dernière sera, de préférence, une vanne papillon à ouverture rapide et commandée électriquement (Figure (V.6)).



**Figure V.6 :** Système à siphon.

### V.6. Capacité d'un réservoir

La capacité d'un réservoir est déterminée en fonction des variations des débits entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération.

Le volume de régularisation du réservoir est déterminé comme suit :

$$V_r = P_{\max} (\%) * \frac{Q_{\max.j}}{100} \quad (V.1)$$

Avec :

- $V_r$  : Volume de régularisation du réservoir ( $m^3$ ) ;
- $Q_{\max.j}$  : Débit maximal journalier ( $m^3/j$ ) ;
- $P$  (%) : Résidu dans le réservoir (%). Sa valeur est donnée comme suit :

$$P_{\max} (\%) = |R^+| + |R^-| \quad (V.2)$$

Avec :

- $R^+$  : Valeur maximale du résidu dans le réservoir (%) ;
- $R^-$  : Valeur minimale du résidu dans le réservoir (%) .

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à  $120 m^3$  : c'est le volume nécessaire pour éteindre un incendie de 2 heures à raison de  $60 m^3/h$ . le volume total du réservoir sera donné comme suit :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (V.3)$$

Avec :

- $V_t$  : Volume total du réservoir en  $m^3$  ;
- $V_{inc}$  : Volume d'incendie en  $m^3$ .

### V.7. Dimensionnement des stations de reprises

Leur dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. On optera pour des réservoirs de forme circulaire. Le temps de stockage sera d'un quart d'heure ( $\frac{1}{4}$  d'heure). Alors le volume de la station de reprise est estimé comme suit :

$$VSR = \frac{Q_{max\ j}}{24} * T \quad (V.4)$$

Avec :

- VSR : Volume de la station de reprise ( $m^3$ ) ;
- $Q_{max.h}$  : Débit maximal entrant dans la station ( $m^3/h$ ) ;
- T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (h).

### V.8. Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprises

#### V.8.1. Dimensionnement du réservoir de la station de reprise 1 (SR1)

Le dimensionnement du réservoir de la station de reprise SR2 sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge, et pour que la pompe ne se désamorce pas. Le temps de stockage sera d'un quart d'heure.

$$V_r = \frac{Q_{max.j}}{24} * 0.25 = \frac{10223.39 * 0.25}{24} = 106.5 \text{ m}^3$$

Dans notre cas, comme on a un pompage de 24h/24h à partir des quatre puits et un refoulement de 20h/24h à partir de la station de pompage N°1, on dimensionne la bache eau en ajoutant le volume reçu durant les quatre heures, donc le volume de la bache à eau sera :

$$V_{bache} = \left( \frac{Q_{max.j}}{24} * 4 \right) + 106.5 = 1810,37 \text{ m}^3$$

On prendra un réservoir de capacité standard de 2000  $m^3$ .

#### V.8.2. Dimensionnement du réservoir de la SR2

Le dimensionnement du réservoir de la station de reprise SR2 sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge, et pour que la pompe ne se désamorce pas. Le temps de stockage sera d'un quart d'heure.

$$V_r = \frac{Q_{max.j}}{24} * 0.25 = \frac{10223.39 * 0.25}{24} = 106,5 \text{ m}^3$$

On prend un volume standard de **150  $m^3$** .

Pour une hauteur de 3 m, le diamètre de la bache à eau sera :

$$D = \left[ \frac{4 * 150}{\pi * 3} \right]^{1/2} = 7.98 \text{ m} \approx 8 \text{ m}$$

#### V.8.3 Dimensionnement du réservoir de la station de pompage 1 (SP1)

Le réservoir de la station de pompage 1 (SP1) assure la distribution vers les villages Tghil Tizi Boua et Loudha. La station refoule au même temps vers le réservoir de la station de pompage 2 (SP2).

Avec  $Q_{max.j} = 1133,13 \text{ m}^3/j$  pour les deux villages.

Les résultats des calculs effectués sont regroupés dans le tableau (V.2)

**Tableau V.2 : Dimensionnement du réservoir de la SP1.**

Heures	Apports		Distribution		Refoulement		Sorties	Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	m <sup>3</sup> /h	(%)	m <sup>3</sup> /h	(%)	m <sup>3</sup> /h	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	5,00	511,17	0,11	11,33	4,45	454,51	4,56	0,44	-	0,44
01-02	5,00	511,17	0,11	11,33	4,45	454,51	4,56	0,44	-	0,89
02-03	5,00	511,17	0,11	11,33	4,45	454,51	4,56	0,44	-	1,33
03-04	5,00	511,17	0,11	11,33	4,45	454,51	4,56	0,44	-	1,77
04-05	5,00	511,17	0,22	22,66	4,45	454,51	4,67	0,33	-	2,11
05-06	5,00	511,17	0,33	33,99	4,45	454,51	4,78	0,22	-	2,33
06-07	5,00	511,17	0,55	56,66	4,45	454,51	5,00	0,00	-	2,33
07-08	5,00	511,17	0,72	73,65	4,45	454,51	5,17	-	-0,17	2,16
08-09	5,00	511,17	0,72	73,65	4,45	454,51	5,17	-	-0,17	2,00
09-10	5,00	511,17	0,61	62,32	4,45	454,51	5,06	-	-0,06	1,94
10-11	5,00	511,17	0,50	50,99	4,45	454,51	4,94	0,06	-	2,00
11-12	5,00	511,17	0,61	62,32	4,45	454,51	5,06	-	-0,06	1,94
12-13	5,00	511,17	0,78	79,32	4,45	454,51	5,22	-	-0,22	1,72
13-14	5,00	511,17	0,78	79,32	4,45	454,51	5,22	-	-0,22	1,50
14-15	5,00	511,17	0,61	62,32	4,45	454,51	5,06	-	-0,06	1,44
15-16	5,00	511,17	0,50	50,99	4,45	454,51	4,94	0,06	-	1,50
16-17	5,00	511,17	0,55	56,66	4,45	454,51	5,00	0,00	-	1,50
17-18	5,00	511,17	0,72	73,65	4,45	454,51	5,17	-	-0,17	1,33
18-19	5,00	511,17	0,72	73,65	4,45	454,51	5,17	-	-0,17	1,16
19-20	-	-	0,55	56,66	-	-	0,55	-	-0,55	0,61
20-21	-	-	0,50	50,99	-	-	0,50	-	-0,50	0,11
21-22	-	-	0,33	33,99	-	-	0,33	-	-0,33	-0,22
22-23	-	-	0,22	22,66	-	-	0,22	-	-0,22	-0,44
23-24	5,00	511,17	0,11	11,33	4,45	454,51	4,56	0,44	-	0,00
<b>Total</b>	<b>100,00</b>	<b>10223,39</b>	<b>11,08</b>	<b>1133,12</b>	<b>88,92</b>	<b>9090,27</b>	<b>100,00</b>	<b>3,86</b>	<b>-3,86</b>	<b>-</b>

D'après les résultats du tableau (V.2), on a :

$$R^+ = 0.44\%$$

$$R^- = -0.55 \%$$

Donc :

$$P_{\max} = 0.99 \%$$

$$V_r = 89,99 \text{ m}^3$$

$$V_t = 89,99 + 120 = \mathbf{209,99 \text{ m}^3}$$

On va choisir un volume standard de **300 m<sup>3</sup>**.

### Le diamètre du réservoir

En prenant **h = 4 m**, on trouve :

$$D = \left[ \frac{4 \cdot 300}{\pi \cdot 3} \right]^{1/2}$$

Le diamètre du réservoir est **11,28m≈11,5m**

### La hauteur de la réserve d'incendie

Elle se calcule par la formule suivante :

$$H = \frac{V_{inc} * 4}{D^2 * \pi} = \frac{120 * 4}{11,5^2 * \pi} = 1,39 \text{ m}$$

La hauteur de la réserve d'incendie est de **1,16 m**.

### V.8.4. Dimensionnement du réservoir de la SP2

La station de pompage 2 assure le refoulement vers le réservoir d'Ait-Ikhlef et la distribution vers les villages : Tazrout, Imoussa, Ivakaren, Ait Iken, Ibouyessfene, Ait said. dont le débit max journalier de ces villages est de 1183.09 m<sup>3</sup>/j

Les résultats des sorties et des entrées sont donnés dans le tableau (V.3) ci-après.

**Tableau V.3:** Dimensionnement du réservoir de la SP2

Heure	Apport		Refoulement		Distribution		sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	m <sup>3</sup> /h	(%)	m <sup>3</sup> /h	(%)	m <sup>3</sup> /h				
0-1	5	454,5135	4,35	395,36	0,13	11,8309	4,48	0,52	-	0,52
01-02	5	454,5135	4,35	395,36	0,13	11,8309	4,48	0,52	-	1,04
02-03	5	454,5135	4,35	395,36	0,13	11,8309	4,48	0,52	-	1,56
03-04	5	454,5135	4,35	395,36	0,13	11,8309	4,48	0,52	-	2,08
04-05	5	454,5135	4,35	395,36	0,26	23,6618	4,61	0,39	-	2,47
05-06	5	454,5135	4,35	395,36	0,39	35,4927	4,74	0,26		2,73
06-07	5	454,5135	4,35	395,36	0,65	59,1545	5,00	0,00		2,73
07-08	5	454,5135	4,35	395,36	0,85	76,9009	5,20		-0,20	2,54
08-09	5	454,5135	4,35	395,36	0,85	76,9009	5,20		-0,20	2,34
09-10	5	454,5135	4,35	395,36	0,72	65,07	5,07		-0,07	2,28
10-11	5	454,5135	4,35	395,36	0,59	53,2391	4,93	0,07		2,34
11-12	5	454,5135	4,35	395,36	0,72	65,07	5,07	-	-0,07	2,28
12-13	5	454,5135	4,35	395,36	0,91	82,8163	5,26	-	-0,26	2,02
13-14	5	454,5135	4,35	395,36	0,91	82,8163	5,26	-	-0,26	1,76
14-15	5	454,5135	4,35	395,36	0,72	65,07	5,07	-	-0,07	1,69
15-16	5	454,5135	4,35	395,36	0,59	53,2391	4,93	0,07	-	1,76
16-17	5	454,5135	4,35	395,36	0,65	59,1545	5,00	0,00	-	1,76
17-18	5	454,5135	4,35	395,36	0,85	76,9009	5,20		-0,20	1,56
18-19	5	454,5135	4,35	395,36	0,85	76,9009	5,20	-	-0,20	1,37
19-20	-	-	-	-	0,65	59,1545	0,65	-	-0,65	0,72
20-21	-	-	-	-	0,59	53,2391	0,59	-	-0,59	0,13
21-22	-	-	-	-	0,39	35,4927	0,39	-	-0,39	-0,26
22-23	-	-	-	-	0,26	23,6618	0,26	-	-0,26	-0,52
23-24	5	454,5135	4,35	395,36	0,13	11,8309	4,48	0,52	-	0,00
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>9090,27</b>	<b>86,99</b>	<b>7907,18</b>	<b>13,01</b>	<b>1183,1</b>	<b>100,00</b>	<b>3,38</b>	<b>-3,38</b>	<b>-</b>

D'après les résultats de tableau on a :

$$R^+ = 0.52\%$$

$$R^- = 0.59\%$$

Donc :

$$P_{\max} = 1,11 \%$$

$$V_r = 100,9 \text{ m}^3$$

$$V_t = 100,9 + 120 = 220,9 \text{ m}^3$$

Donc on choisira un volume standard de **300 m<sup>3</sup>**.

### Le diamètre du réservoir

La hauteur du réservoir est prise égale à 4 m.

$$D'ou : D = \left[ \frac{4 \cdot 250}{\pi \cdot 3} \right]^{1/2}$$

Le diamètre du réservoir est donc **11,28 m. ≈ 11,5 m**

### La hauteur de la réserve d'incendie :

Donc, la hauteur de la réserve d'incendie est de **1,16 m**.

### V.8.5. Dimensionnement du réservoir R Ait-Ikhelef

Le réservoir d'Ait-Ikhelef est alimenté par refoulement à partir de la SP2, par les eaux de la source d'Addardar et les forages d'Ait ikhlef. Il va assurer la distribution vers l'ensemble des villages qui restent, dont le débit max journalier est de 7907,18 m<sup>3</sup>/j

Le calcul du résidu est donné dans le tableau (V.4) suivant :

**Tableau V.4 :** Dimensionnement du réservoir d'Ait-Ikhlef.

Heures	Apports				Apport (%)	Distribution vers les autres villages		Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	Source +forage		Refoulement			(%)	m <sup>3</sup> /h			
	(%)	m <sup>3</sup> /h	(%)	m <sup>3</sup> /h						
<b>0-1</b>	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	1,5	144,11	3,35	-	3,35
<b>01-02</b>	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	1,5	144,11	3,35	-	6,71
<b>02-03</b>	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	1,5	144,11	3,35	-	10,06
<b>03-04</b>	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	1,5	144,11	3,35	-	13,41
<b>04-05</b>	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	2,5	240,18	2,35	-	15,76
<b>05-06</b>	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	3,5	336,25	1,35	-	17,12
<b>06-07</b>	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	4,5	432,32	0,35	-	17,47
<b>07-08</b>	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	5,5	528,39	-	-0,65	16,82
<b>08-09</b>	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	6,25	600,45	-	-1,4	15,42
<b>09-10</b>	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	6,25	600,45	-	-1,4	14,03
<b>10-11</b>	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	6,25	600,45	-	-1,4	12,63
<b>11-12</b>	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	6,25	600,45	-	-1,4	11,23

Tableau V.4 : Dimensionnement du réservoir d'Ait-Ikhlef(suite)

12-13	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	5	480,36	-	-0,15	11,08
13-14	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	5	480,36	-	-0,15	10,94
14-15	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	5,5	528,39	-	-0,65	10,29
15-16	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	6	576,43	-	-1,15	9,14
16-17	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	6	576,43	-	-1,15	7,99
17-18	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	5,5	528,39	-	-0,65	7,35
18-19	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	5	480,36	-	-0,15	7,2
19-20	0,74	70,83	-	-	0,74	4,5	432,32	-	-3,76	3,44
20-21	0,74	70,83	-	-	0,74	4	384,29	-	-3,26	0,17
21-22	0,74	70,83	-	-	0,74	3	288,22	-	-2,26	-2,09
22-23	0,74	70,83	-	-	0,74	2	192,14	-	-1,26	-3,35
23-24	0,74	70,83	4,12	395,36	4,85	1,5	144,11	3,35	-	0
<b>Total</b>	<b>17,7</b>	<b>1700</b>	<b>82,3</b>	<b>7907,2</b>	100	<b>100</b>	<b>9607,18</b>	<b>20,82</b>	<b>-</b> <b>20,82</b>	<b>-</b>

On a :

$$R^+ = 3,35 \%$$

$$R^- = 3,76\%$$

Donc :

$$P_{max} = 7,11 \%$$

$$V_r = 683,31 \text{ m}^3$$

$$V_t = 683,31 + 120 = 803,31 \text{ m}^3$$

Le réservoir principal d'Ait-Ikhelef à une capacité de  $1000 \text{ m}^3$ . Le volume calculé est  $803,31 \text{ m}^3$ , donc le réservoir existant est suffisant.

### Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu dimensionner les différents réservoirs et les stations de reprise qui nous assureront l'adduction de l'eau de l'oued Boubhir vers le réservoir final d'Ait-Ikhelef. Les résultats sont résumés comme suit :

- Le réservoir de la première station de reprise a une capacité de  **$2000 \text{ m}^3$**  ;
- La capacité de la bache à eau de la deuxième station est de  **$150 \text{ m}^3$**  ;
- Le réservoir de la première station de pompage aura une capacité de  **$300 \text{ m}^3$**  ;
- Le réservoir  **$300 \text{ m}^3$**  ;
- Le réservoir d'Ait Ikhelef ( **$1000 \text{ m}^3$** ) est suffisant.

## Chapitre VI : Organisation de chantier

### Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux.

Il demande et impose un rythme de travail et pour cela il faut une bonne utilisation des moyens humains et dans le but de rechercher : la rapidité, la qualité et l'économie.

### VI.1. Différents travaux à entreprendre

#### VI.1.1. Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- **Exécution des tranchées** C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.
- **Construction des regards** Les regards constituent l'abri de certains accessoires du réseau comme les vannes, ils sont conçus en béton armé.
- **Pose du lit de sable** Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.
- **Pose des conduites** Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.
- **Remblayage des tranchées** C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

#### VI.1.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

**Matérialisation :** On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés ou des bornes.

**Le nivellement :** Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain comporte des obstacles limitant les visées, on procède un nivellement par cheminement et par simple calcul ; on détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de la tranchée dans ce point.

#### VI.1.3. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.

- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

#### **VI.1.4. Choix des engins de terrassement**

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

##### **VI.1.4.1.Pelle hydraulique**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

Les premières pelles ont été construites aux Etats-Unis vers 1842.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

Godet normal pour travail en butée.

Godet retro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille.

Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spécial de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

Pour une pelle équipée en retro ou pelle fouilleuse la flèche et le bras sont simplement articulés l'un sur l'autre.



**Figure VIII.1 : Pelle hydraulique**

#### **VI.1.4.2. Bulldozer**

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneu.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



**Figure VIII.2 : Bulldozer**

### VI.1.4.3.Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



**Figure VIII.3:** Chargeur

### VI.1.4.4.Compacteur

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



**Figure VI.4 :** Compacteur

## VI.2. Calcul des volumes des travaux

### VI.2.1. Calcul du volume du déblai

Selon les caractéristiques du terrain, l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

La largeur de la tranchée doit être d'une façon qu'un homme puisse travailler sans difficulté, et elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- Profondeur de la tranchée 'H<sub>tr</sub>'
- Largeur de la tranchée 'b'

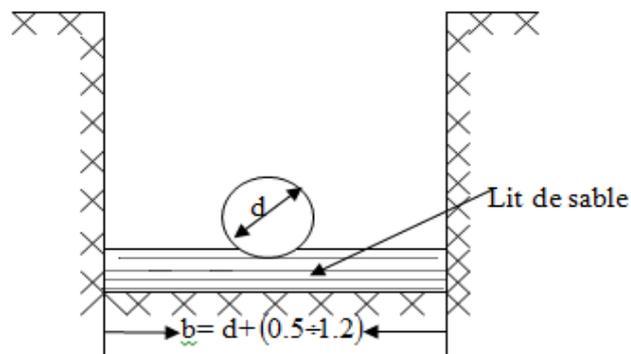


Figure VI.1 : Schéma d'une tranchée.

### VI.2.2. la profondeur (H<sub>tr</sub>)

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (VI.1)$$

H<sub>tr</sub> : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol. On prend une moyenne de h = 1,5 m.

h<sub>1</sub> : épaisseur du lit de pose h<sub>1</sub> = 0,10m.

$$D'où : H_{tr} = 1,60 + D \quad (VI.2)$$

### VI.2.3. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m} \quad (VI.3)$$

Avec : b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

### VI.2.4. Calcul du volume du déblai

- S<sub>d</sub>: la section du déblai (m<sup>2</sup>)

$$S_d = b * H_{tr}$$

- V<sub>d</sub>: le volume du déblai (m<sup>3</sup>)

$$V_d = S_d * L$$

**Tableau VI.1** : Calcul du volume du déblai du réseau.

D (mm)	Type de matériau	L (m)	b (m)	H tr (m)	Sd (m2)	Vd (m3)
90	PEHD	1203	0,69	1,69	1,1661	1402,8183
160	PEHD	4592	0,76	1,76	1,3376	6142,2592
400	PEHD	4348	1	2	2	8696
400	Fonte ductile	4315	1	2	2	8630
500	Fonte ductile	1790	1,1	2,1	2,31	4134,9
					<b>Volume totale</b>	<b>29005,978</b>

**VI.2.5. Lit de sable**

Le long de la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b \times e \times L \quad (\text{VI.4})$$

$V_s$  : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>).

$e$  : épaisseur du lit de sable,  $e = 15$  cm.

$L$  : longueur de la tranchée (m).

$b$  : Largeur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau(VI.2)

**Tableau VI.2** : Calcul du volume du lit de sable

D (mm)	Type de matériau	L (m)	b (m)	e(m)	V (m <sup>3</sup> )
90	pehd	1203	0,69	0,15	124,5105
160	pehd	4592	0,76	0,15	523,488
400	pehd	4348	1	0,15	652,2
400	fonte	4315	1	0,15	647,25
500	fonte	1790	1,1	0,15	295,35
				<b>Volume totale</b>	<b>2242,7985</b>

**VI.2.6. Volume de la conduite**

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, l'étape de la pose des conduites, et a partir des sections se fait la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{VI.5})$$

$S_c$  : section de la conduite (m<sup>2</sup>).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VI.6})$$

$V_c$  : volume de la conduite (m<sup>3</sup>).

**Tableau VI.3** : Calcul du volume des conduites.

D (mm)	Type de matériau	L (m)	$S_c$ (m <sup>2</sup> )	$V_c$ (m <sup>3</sup> )
90	pehd	1203	0,0063585	7,6492755
160	pehd	4592	0,020096	92,280832
400	pehd	4348	0,1256	546,1088
400	fonte	4315	0,1256	541,964
500	fonte	1790	0,19625	351,2875
			<b>Volume totale</b>	<b>1539,2904</b>

### VI.2.7. Remblai compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc.} - V_s - V_c \quad (VI.7)$$

$V_r$  : volume du remblai.

$V_{exc.}$  : volume du déblai (volume excavé).

$V_c$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

A.N :  $V_r = 29005,978 - 2242,79 - 1539,29 = 25223,9 \text{ m}^3$

### VI.3. Devis estimatif

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet,

**Tableau VI.4 : Devis estimatif et quantitatif du projet.**

	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>Terrassement</b>	déblai	m <sup>3</sup>	29005,978	500	14502989
	lit de sable	m <sup>3</sup>	2242,7985	1500	3364198
	remblaiement	m <sup>3</sup>	25223,9	400	10089560
<b>Fourniture transport et pose des conduites</b>	<b>90 (pehd)</b>	ml	1203	923,247	2480704
	<b>160 (pehd)</b>	ml	4592	2855,241	2480704
	<b>400 (pehd)</b>	ml	4348	16979,97	2480704
	<b>400 (fonte)</b>	ml	4315	15577,1	2480704
	<b>500 (fonte)</b>	ml	1790	21991	2480704
	somme				40360267
	TVA 19%				7668450,7
	coût total				48028718

### VI.4. Planification des travaux

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre. Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

### VI.6. Planification par la méthode du réseau

Les principales opérations pour la rénovation des collecteurs d'un projet d'assainissement premièrement il nous faudra creuser afin de retirer les conduites à rénover, les travaux s'effritent par l'ordre suivant.

- A.** Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation ;
- B.** Piquetage ;
- C.** Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- D.** Retirer les conduites à rénover ;
- E.** Aménagement du lit de pose ;
- F.** La mise en place des canalisations en tranchée ;
- I.** Construction des regards et les vannes ;
- G.** Assemblage des tuyaux ;
- H.** Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- J.** Remblai des tranchées ;
- K.** Travaux de finition.

**Tableau VI.5 :** Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

OPERATION	TR	Précède	Succède
<b>A</b>	30	B	-
<b>B</b>	4	C	A
<b>C</b>	80	D, E, F, G	B
<b>D</b>	10	H	C
<b>E</b>	20	H	C
<b>F</b>	30	H	C
<b>G</b>	20	H	C
<b>H</b>	15	I	D, E, F, G
<b>I</b>	34	J	H
<b>J</b>	26	K	I
<b>K</b>	15	-	J

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure VI.2 où :

Avec : TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DFP : date de finissement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFPP : date de finissement au plus tard ;

MT : marge total.

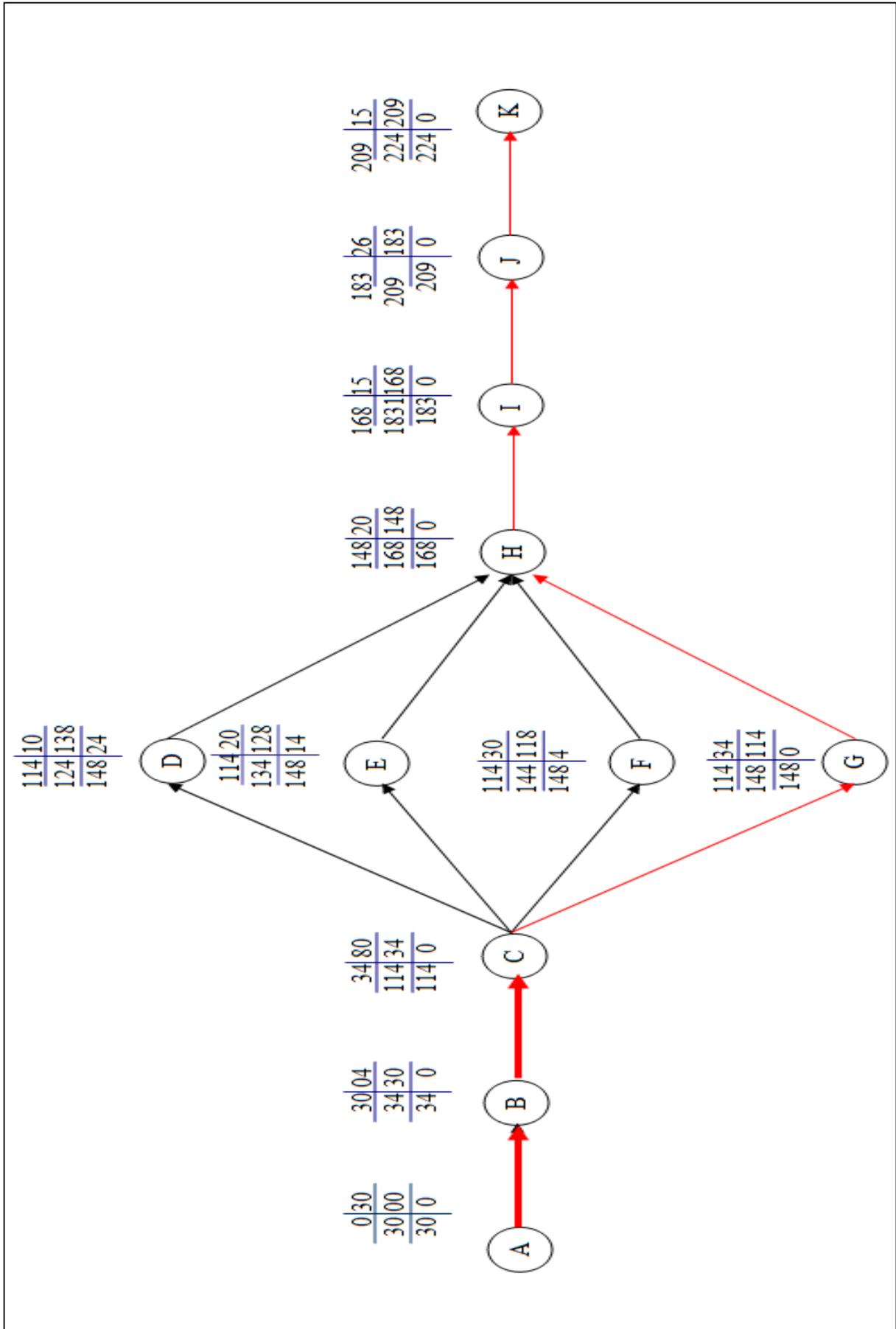


Figure VI.2 : réseau a nœud

- Le chemin critique: A-B-C-G-H-I-J-K ,  $\sum TR = 224$  jours , donc la durée de réalisation de ce projet est estimée à 7 mois et 2 semaines.

### **Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons estimé les volumes des travaux, pour établir une estimation du coût total du projet qui a été estimé à environ 48028718 DA Et nous avons établi une planification des travaux d'où la durée de réalisation de ce projet est estimée à 7 mois et 2 semaines.

## Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons étudié le projet portant sur le renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguène. L'évaluation des différents besoins a donné un débit de 11923 m<sup>3</sup>/j à l'horizon de 2049. Les besoins en eau de la commune ne sont pas satisfaits par les ressources existantes, d'où ce projet de renforcement qui contribuera avec un débit de 1728 m<sup>3</sup>/j, soit 20 l/s. Ce débit ajouté au 1700 m<sup>3</sup>/j donnés par la source Aderdar et les forages d'Ait Ikhlef doublera la quantité d'eau mobilisée.

Pour l'acheminement, par refoulement, de l'eau vers le réservoir final existant, et vu que la grande différence d'altitudes qui existe entre le niveau des puits (208 m) et le réservoir final (1120 m), des stations de pompage et reprise ont été projetées. Tout au long du tracé, une distribution vers les villages est préconisée, elle se fera à partir des réservoirs des deux stations de pompage projetées. Au final on aura :

Deux stations de reprise chacune ayant un réservoir de 2000m<sup>3</sup> et 150 m<sup>3</sup> respectivement ;

Deux stations de pompage avec un volume de 300 m<sup>3</sup> chacune.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons cherché pour chaque tronçon le diamètre économique qui nous assurera, au même temps, un coût global minimal et une vitesse d'écoulement acceptable. Les diamètres varient entre 90 et 500 mm avec des matériaux en fonte ductile et en PEHD, donc on a :

- Une conduite de 90 mm en PEHD PN16 pour le tronçon P1-point jonction C ;
- Une conduite de 90 mm, PeHD PN16 pour le tronçon P2-point jonction C ;
- Une conduite de 90 mm, PeHD PN16 pour le tronçon P3-point jonction C ;
- Une conduite de 90 mm, PeHD PN16 pour le tronçon P4-point jonction C ;
- Une conduite de 160 mm PeHD PN216 pour point jonction C – SR1 ;
- Une conduite de 500 mm en fonte ductile pour les tronçons : SR1-SR2;
- Des conduites de 400 mm en fonte ductile pour les tronçons : SR2-SP1 et SP1-SP2 ;
- Une conduite de 400 mm en PeHD PN 16 pour le tronçon SP2- R Ait Ikhlef.

La vérification de la capacité des conduites à résister au phénomène du coup de bélier a fait ressortir que toutes les conduites sont protégées, sauf celle reliant SR2 à SP1 qui est sujette à une surpression et qui nécessitera une protection anti bélier. Pour cela, l'installation d'un réservoir d'air d'un volume d'un 0,3 m<sup>3</sup> est préconisée.

## Références bibliographique

[1] : Données recueillies auprès de la subdivision de l'agriculture de la commune de Bouzeguène.

[2] : PDAU de la commune de Bouzeguène.

[3] : Données recueillies auprès de l'APC de Bouzeguène.

[4] : Données de la subdivision de l'hydraulique.

[5] : **DUPONT, A.**, « Hydraulique urbaine : ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux », Tome II, Edition Eyrolles, 1979.

[6] : Extrait du référentiel technique national EPA, République d'Haïti : directives techniques 5.5.1 DIT1 (projet DINEPA- O I Eau- UNICEF 2012/ 2013).

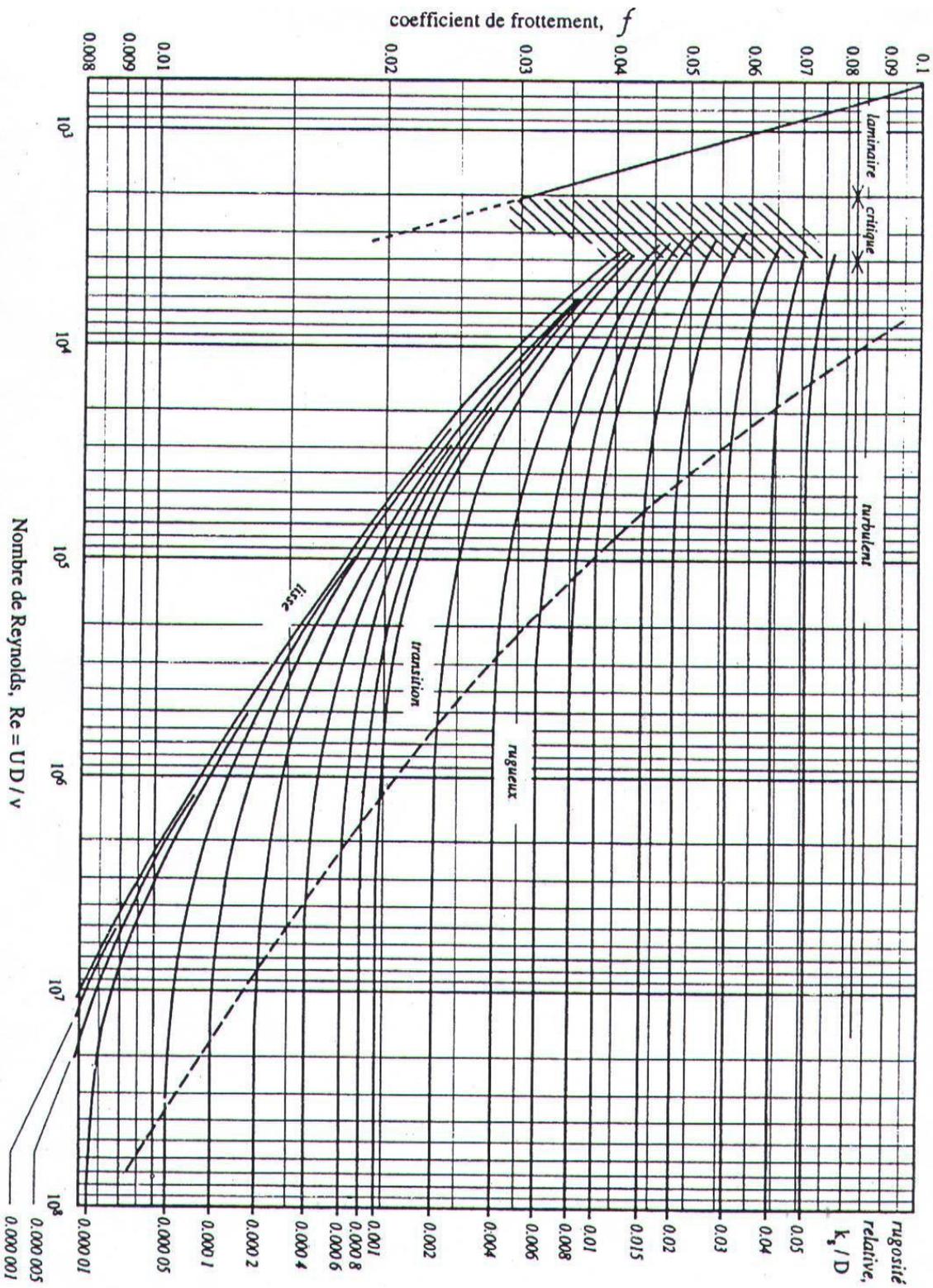
[7] : **PAM** «**Adduction et distribution d'eau**» : Système de canalisations en fonte ductile pour l'adduction et la distribution d'eau potable, l'irrigation et les applications spécialisées (Edition 2010)

[8] **SALAH Boualem** , polycopie Alimentation en eau potable , ENSH, Septembre 2014.

[9]**GODART Hugues** « Adduction et distribution d'eau » Techniques De L'ingénieur, Traité Construction



## Annexe (2) : Diagramme de MOODY



**Annexe (3) : Prix unitaires des conduites en fonte ductile**

<b>Diamètre intérieur en mm</b>	<b>Pression nominale</b>	<b>Prix unitaire (DA/ml)</b>
100	64	3 458.30
125	64	4 029.42
150	60	4 428.24
200	52	5 663.86
250	46	7 461.72
300	40	8 948.09
350	38	12 318.19
400	35	14 136.10
450	32	17 614.03
500	30	19 617.93
600	30	26 893.15
700	27	35 377.32
800	25	38 342.72
900	25	47 070.72
1000	25	53 618.62

Source : service commercial **PAM**

**Annexe (4) : Prix unitaires des conduites en PeHD PN 16**

<b>Diamètre extérieur en mm</b>	<b>Epaisseur en mm</b>	<b>Prix unitaire en DA</b>
20	3	43,76
25	3,5	69,75
32	4,4	107,91
40	5,5	168,45
50	6,9	260,9
63	8,6	416,52
75	10,3	585,63
90	10,1	749,06
110	12,3	1109,19
125	14	1424,10
160	17,9	2319,21
200	22,4	3630,07
250	27,9	5646,78
315	35,2	8586,56
400	44,7	13837,73
500	55,8	21026,56
630	70,3	33406,18

Source : service commercial **CHIALI**

Annexe (5) : Abaque de MUNIER

