

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement de système d'AEP de la ville de Dar-Chioukh
(w. Djelfa).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0005-12

APA Citation (توثيق APA):

Messelmi, Hamza (2012). Dimensionnement de système d'AEP de la ville de Dar-Chioukh (w. Djelfa)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DE SYSTEME D'AEP
DE LA VILLE DE DAR-CHIOUKH. WILAYA
DE DJELFA**

Présenté par :

M^r MESSELMY Hamza

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

	Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r	O. KHODJET-KESBA	M C.A	Président
M^r	Y. DERNOUNI	M A.A	Examinateur
M^{eme}	L. TAFAT	M A.A	Examinatrice
M^r	R. KERID	M A.B	Examinateur
M^r	M. BELALI	M A.B	Examinateur
M^{eme}	H. MEDDI	M C.B	Promotrice

Juillet 2012

Remerciement

Je remercie tout d'abord Dieu le tout puissant de m'avoir donnée la chance et le courage pour réaliser ce travail.

Qu'il me soit permis de présenter mes vifs remerciements à Mme MEDDI d'avoir accepté de m'encadrer lors du présent travail et les précieux conseils qu'elle a bien voulu prodiguer pour cibler les aspects traités dans ce rapport technique.

Je remercie tout particulièrement mes parents et mes frères, pour leurs aides, pour leurs patiences, leurs soutiens moraux et leurs confiances le long de ma formation d'ingénieur d'Etat. Je les remercie très sincèrement, d'avoir tout fait pour que je réalise mon rêve de devenir ingénieur d'Etat en hydraulique.

Je tiens également à adresser mes vifs remerciements à monsieur TAOSSI MOSTAPHA (Ingénieur d'état dans la subdivision des ressources en eaux), pour son aide durant la période de collection des données et tout au long de mon travail.

Mes remerciements également à tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH, et mon respect aux membres de jury qui feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Enfin, je ne saurais pas oublier de remercier tout mes amis qui m'ont été d'un soutien que ce soit moral ou matériel, et qui ont contribué de près ou de loin à m'aider.

Merci.

Dédicace

Après cinq ans d'étude et de travail pour devenir un ingénieur d'Etat en Hydraulique. Je dédie ce Travail :

A mes très chers parents que Dieu les protège
A ma très cher grande mère que Dieu la protège

A mes chers frères Elaiche, Zakaria et Mido, et mes chers sœurs Zineb et Sara qui seront toujours présent dans mes pensées, et a mes chers Oncles surtout BRAHIMI Ali et j'espère que Dieu les protège, ses femmes et ses enfants.

A mes chers amis de l'école nationale supérieure de l'Hydraulique, surtout mes copains de chambre :
SALI Abdelghani, BENMEBARK Mourad et M'HAMDI Mohamed.

A mes collègues d'étude :
SOUANI Lamine, Abderrazzak, Abderrahmane, Nadir, Mohamed et Khaled et les filles Mebarka, Hadjer et Raoua.

Aux enseignants de l'école nationale supérieure de l'Hydraulique.

A tout mes amis : Abdelhammid, Ali, Cherif, Abderrahmane, Rabe, Nono, Brahim, Belkhir, Mehamed, Semail et Selimane.

A tout les étudiants de l'ENSH et surtout la promotion 2006 et 2007.
Mido

ملخص

الموضوع المقترح مسجل في إطار مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب معتمد من طرف مديرية الموارد المائية لولاية الجلفة، يسمح بتدعيم مخزون المياه لبلدية دار الشيوخ، عن طريق إنجاز شبكة تحويل المياه الموجودة بمنطقة سد أم الدروع إلى دار الشيوخ.

بعد القيام بالدراسة الجيوفيزيائية لمنطقة سد أم الدروع وتقدير إحتياجات المياه منذ الوقت الحالي إلى غاية 2042، وذلك من أجل سد العجز الواجب توفيره، نشرع في حساب أنابيب نقل المياه تقنيا واقتصاديا. ترفع المياه بواسطة محطة ضخ حيث نقوم بدراسة هذه الأخيرة وإعدادها وحساب سعتها و أبعادها.

بعد ذلك ندرس وسائل حماية الأنابيب من التآكسد و المطرقة المائية، ونتم عملنا بكيفية إنجاز المشروع وحساب تكلفته و مدة الانجاز، و نتطرق لمختلف العتاد والوسائل اللازمة أثناء العمل.

Résumé

Le thème proposé s'inscrit dans le cadre d'un projet d'AEP agréé par la DRE portant sur le dimensionnement d'un système d'AEP de la commune de Dar Chioukh, à partir de la région Sed Oum Droue.

Après avoir présenté notre zone d'étude, l'étude géophysique de Sed Oum Droue et estimé les besoins en eau de l'agglomération à l'horizon d'étude 2042, nous calculerons le déficit à combler pour assurer la quantité nécessaire de l'eau consommée.

Nous dimensionnerons les conduites gravitaires et de refoulement à partir d'une étude technico-économique, la hauteur manométrique totale est assurée par une station de pompage, où nous allons l'étudier et nous déterminerons sa capacité et ses dimensions.

Par la suite, nous étudierons la protection des conduites contre la corrosion et le coup de bélier. Enfin, nous terminerons notre travail par l'organisation de chantier qui donne le coût du projet et la durée d'exécution, en abordant les engins nécessaires au travail.

Abstract

The proposed theme is a part of a project approved the drinking water supply by the direction of the water resources of Dar Chioukh, starting from the area Sed Oum Droue.

After presenting our study area, the geophysical study and estimate water needs of the city by the year 2042 study, calculate the resource gap to provide the necessary amount of water consumed.

We will expand gravitating and repression conduits starting from a technical-economic study, the load with high is assured by a pumping station, that will be studied and we will determine its capacity and its dimensions.

Finally, we indent to study the protection of the conduits against the corrosion and the water hammer, and we will complete our work by the organization of building site which gives the cost of the project and the execution time, and we will speak about the machines necessary in work.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction.....	3
I.1. Description generale de la zone d'etude.....	3
I.2. Situation géographique et topographique.....	3
I.3. Géologie.....	4
I.4. Climatologie.....	4
I.4.1. Température.....	5
I.4.2. Humidité.....	5
I.4.3. Pluviométrie.....	5
I.4.4. Vents.....	5
I.4.5. Neige.....	5
I.5. Couverture végétale.....	5
I.6. Situation démographique.....	5
I.7. Situation hydraulique.....	6
Conclusion.....	6

CHAPITRE II

ETUDE GEOPHYSIQUE

Introduction.....	7
II.1. Aperçu géologique.....	7
II.2. Travaux géophysique réalisés.....	7
II.2.1. Echelle des résistivités.....	7
II.2.2. Principe de sondage électrique.....	8
II.3. Aperçu hydrologique sur la région de Zahrez.....	11
II.4. Constation et proposition.....	12
II.5. Qualité de l'eau.....	13

II.5.1. Caractéristiques physico-chimiques	13
II.5.2. Caractéristiques chimiques.....	14
Conclusion	14

CHAPITRE III

EVALUATION DES BESOINS EN EAU

Introduction.....	15
III.1. Evaluation de la consommation moyenne journalière.....	16
III.1.1. Besoins domestiques	16
III.1.2. Besoins publics.....	16
III.1.3. Besoins commerciaux et industriels	16
III.2. Détermination des consommations maximales et minimales journalières	17
III.2.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$)	17
III.2.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$).....	18
III.3. Etude des variations des debits horaires	18
III.3.1. Consommation minimale horaire (horizon 2042).....	18
III.3.2. Consommation maximale horaire (horizon 2042)	18
III.4. Variation du débit horaire pour la localité Dar Chioukh	19
III.5. Calcul de déficit de consommation	22
Conclusion	22

CHAPITRE IV

CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION

Introduction.....	23
IV.1. Type d'adduction.....	23
IV.2. Choix du tracé de l'adduction	24
IV.2.1. Proposition des variantes.....	24
IV.2.2. Choix de la variantes du tracé.....	26
IV.3. Choix du matériau de la canalisation.....	27
IV.4. Dimensionnement de l'adduction pour la variante choisi	27
IV.4.1. Etude de l'adduction gravitaire	27

IV.4.1.1. Détermination du diamètre avantageux	27
IV.4.1.2. Détermination de la vitesse d'écoulement	29
IV.4.2. Etude de l'adduction en refoulement	30
IV.4.2.1. Détermination du diamètre économique	30
IV.4.2.2 Calcul des pertes de charge	31
IV.4.2.3. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	33
IV.4.2.4. Frais d'exploitation	33
IV.4.2.5. Frais d'amortissement	34
IV.4.2.6. Détermination de débit d'exploitation	36
IV.5. Dimensionnement de réservoir semi-enterré.....	39
IV.6. Equipement	39
IV.6.1. Venteuse	39
IV.6.2. Vannes	40
IV.6.2.1. Rebinet vanne	40
IV.6.2.2. Rebinet papillon.....	40
IV.6.2.3. Ouvrages spéciaux	40
IV.6.2.4. Joints des conduites en frites béton	40
IV.6.2.5. Stabilisateur de pression aval (réducteur).....	36
Conclusion	42
CHAPITRE V	
DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE	
Introduction.....	44
V.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	44
V.2. Situation des ouvrages	44
V.3. Situation d'équipement hydromécanique et énergétique.....	44
V.4. Choix de type de pompe.....	44
V.5. Choix de nombre de pompe	45
V.6. Courbes caractéristiques des pompes	46
V.7. Couplage des pompes	46
V.7.1. Couplage en parallèle	47
V.7.2. Couplage en série	47

V.8. point de fonctionnement des pompes.....	47
V.8.1. Courbe caractéristique résultante des conduites	47
V.8.2. Pertes de charge linéaires.....	47
V.8.3. Pertes de charge singulières	48
V.8.4. Pertes de charge totales.....	48
V.8.5. Refoulement SP ‘GUAIGUEA’-Château d’eau existant ‘Dar Chioukh’	48
V.9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	50
V.9.1. Débit disponible > Débit appelé.....	50
V.9.1.1. Mode de réglage par vannage.....	50
V.9.1.2. Mode de réglage par rognage	50
V.9.1.3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement	51
V.9.1.4. Diminution de temps de pompage	51
V.9.1.5. Changement du type de la pompe.....	52
V.9.2. Débit disponible < Débit appelé	52
V.9.3. Application des modes de réglage.....	52
V.9.3.1 Mode de réglage par vanne.....	52
V.9.3.2. Mode de réglage par la diminution de temps de pompage.....	53
V.9.3.3. Mode de réglage par rognage.	54
V.9.3.4 Mode de réglage par la diminution de la vitesse de rotation.	55
V.10. Etude de la cavitation.....	57
V.10.1 Calcul de la hauteur d’aspiration admissible	58
V.10.2. Calage de la pompe	59
V.10.3. Station de pompage de GUAIGUEA projetée	59
V.11. Encombrement de la pompe.....	60
V.12. Choix du moteur électrique	60
V.12.1. Critères de choix du moteur électrique.....	60
V.12.2. Vitesse de rotation du moteur	61
V.12.3. Puissance fournie par le moteur.....	61
V.13. Génie civil de la station de pompage	62
V.13.1. Bâtiment de la station de pompage.....	62
V.13.2. Modilité de construction du bâtiment.....	63

V.13.3. Calcul génie civil.....	63
V.13.3.1. Epaisseur des murs du bâtiment	63
V.13.3.2. Hauteur du bâtiment.....	64
V.13.3.3. Longueur du bâtiment	64
V.13.3.4. Largeur du bâtiment	64
V.13.3.5. Dimension du bureau du personnel.....	65
V.13.3.6. Dimension des portes	65
V.13.3.7. Dimension des fenêtres	65
V.13.3.8. Dimension des marches d'escalier.....	65
V.14. Dimensionnement de la prise d'eau.....	66
Conclusion	66
CHAPITRE VI	
PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION ET LE COUP DE BELIER	
Introduction.....	67
VI.1. Protection contre la corrosion	67
VI.1.1. Définition de la corrosion.....	67
VI.1.2. Mode de formation de la corrosion.....	67
VI.1.3. Problème de corrosion.....	68
VI.1.4. Protection contre la basse résistivité des sols	69
VI.1.5. Protection des conduites à proximité des voies ferrées et des lignes à haute tension en courant continu	69
VI.1.6. Protection contre l'agressivité des fluides véhiculés	70
VI.2. Protection contre le coup de bélier	71
VI.2.1. Origines des coups de bélier	71
VI.2.2. Risques dus aux coups de bélier	71
VI.2.3. Dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	72
VI.2.4. Calcul du réservoir d'air.....	73
VI.2.4.1. Dimensionnement du réservoir d'air	74
VI.2.4.2. Caractéristiques finales du réservoir d'air.....	75
VI.2.4.3. Détails du réservoir d'air.....	76
Conclusion	76

CHAPITRE VII

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction.....	77
VII.1. Déffirentes travauxà entrepredre.....	77
VII.1.1. travaux concernant l’adduction	77
VII.1.2. travaux concernant la station de pompage	77
VII.1.3. travaux concernant la construction du réservoirs	77
VII.2. Calcul des volumes des travaux de l’adduction.....	78
VII.2.1. Déblais d’excavation.....	78
VII.2.2. Volume de lit de sable.....	79
VII.2.3. Volume de la conduite	79
VII.2.4. Remblais compacté	79
VII.3. Calcul du volume des travaux de la station de pompage.....	80
VII.4. Calcul du volume des travaux des réservoirs	81
VII.5. Planification des travaux	82
VII.6. Engins utilisés	85
VII.6.1. Niveleuse	85
VII.6.2. Pelle et chargeur où chargeuse	85
VII.6.3. Décapeuses	86
VII.6.4. Engin de transport des matériaux	86
VII.6.5. Matériels de compactage.....	87
Conclusion	87
CONCLUSION GENERALE	88

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.01 : Evolution de la Population de Dar Chioukh entre l'an 2008 et 2012.	6
--	---

CHAPITRE II : ETUDE GEOPHYSIQUE

Tableau II.01 : Echelle des résistivités.	8
Tableau II.02 : Bilan du système aquifère de Chott Zahrez.	11
Tableau II.03 : Caractéristiques des points favorables pour l'implantation de forages.	12
Tableau II.04 : Caractéristiques physico-chimiques de l'eau de Sed Oum Droue.....	14
Tableau II.05 : Caractéristiques chimiques de l'eau de Sed Oum Droue.....	14

CHAPITRE III : EVALUATION DES BESOIN EN EAU

Tableau III.01 : Evolution de la population en différentes horizons.	15
Tableau III.02 : Evaluation de débit moyen journalier.....	17
Tableau III.03 : Tableau récapitulatif des consommations journalières.....	18
Tableau III.04 : Valeurs de β_{max} en fonction de nombre d'habitants.	19
Tableau III.05 : Variation du débit horaire pour la localité de Dar Chioukh.	20
Tableau III.06 : Tableau de calcul de déficit à combler a l'an 2042.....	22

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION

Tableau IV.01 : Coefficients K' , m et β pour différents types du tuyau	29
Tableau IV.02 : Détermination du diamètre avantageux.....	29
Tableau IV.03 : Valeurs de coefficient K de la formule Calebrook.	32
Tableau IV.04 : Calcul de la HMT du trançon Station de pompage-Château d'eau.....	36
Tableau IV.05 : Calcul des frais d'amortissement	37
Tableau IV.06 : Consommation de KWh et prix de l'exploitation	37
Tableau IV.07 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	38

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

Tableau V.01 : La fiche technique de la station de pompage.	43
Tableau V.02: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.	45
Tableau V.03: Courbe caractéristique de la conduite (S.P – Château d'eau).....	48
Tableau V.04: Variation de R en fonction de N_s	51
Tableau V.05: Calculs des prix d'énergie pour les différents modes de réglage.....	57
Tableau V.06: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	58

Tableau V.07: Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	61
Tableau V.08: Paramètre du choix de type de bâtiment de la station de pompage.....	63
Tableau V.09: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station	65
Tableau V.10: Dimensions de la prise d'eau.	66

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION ET LE COUP DE BELIER

Tableau VI.01: Caractéristiques de la conduite de refoulement.....	75
Tableau VI.02: Calcul de la célérité d'onde de la conduite de refoulement.....	75
Tableau VI.03: Calcul de volume de réservoir d'air.....	75
Tableau VI.04: Dimensions de réservoir d'air.	75

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VII.01: Calcul du volume des déblais (les forages-station de pompage).....	78
Tableau VII.02: Calcul du volume des déblais (station de pompage-château d'eau).	78
Tableau VII.03: Calcul du volume du lit de sable.....	79
Tableau VII.04: Calcul du volume de la conduite.	79
Tableau VII.05: Volumes des volumes de remblais de l'adduction.	80
Tableau VII.06: Coût des travaux de l'adduction.	80
Tableau VII.07: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.....	80
Tableau VII.08: Coût des travaux de la station de pompage.	80
Tableau VII.09: Coût des travaux du réservoir 200 m ³	81
Tableau VII.10: Coût des travaux de la bache d'aspiration.....	81
Tableau VII.11: Bilan des coûts total.....	81
Tableau VII.12: La liste des tâches.	82
Tableau VII.13: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.....	82
Tableau VII.14: Diagramme de GANT.....	84

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.01 : La position de la wilaya de Djelfa dans la carte administrative d'Algérie.....	3
Figure I.02 : Plan de situation des communes concernées par le projet.....	4

CHAPITRE II : ETUDE GEOPHYSIQUE

Figure II.01 : Sondage électrique dans un sol multi couches	8
Figure II.02 : L'implantation de la zone concernée par l'étude géophysique	9
Figure II.03 : Profils géoélectriques réalisés au Sed Oum Droue.....	10

CHAPITRE III : EVALUATION DES BESOINS EN EAU

Figure III.01 : Histogramme de la variation consommation de Dar Chioukh.....	21
Figure III.02 : Courbe intégrale de la consommation de Dar Chioukh.....	21

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION

Figure IV.01 : Schemas simplifier de l'adduction de Dar Chioukh.....	23
Figure IV.02 : Variante du tracé N°01.....	25
Figure IV.03 : Variante du tracé N°02.....	26
Figure IV.04 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	38
Figure IV.05 : Regulateur de pression aval	41

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE

Figure V.01 : Courbes caractéristiques des pompes de type PMS 125/ 5D-CAPRARI.....	46
Figure V.02 : Courbes caractéristiques de la conduite de refoulement.....	49
Figure V.03 : Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage projetée.....	49
Figure V.04 : Réglage par vannage.....	53
Figure V.05 : Réglage par rognage.....	55
Figure V.06 : Réglage par diminution de la vitesse de rotation.....	56
Figure V.07 : Encombrement de la pompe PMS 125/ 5D-CAPRARI.....	60
Figure V.08 : Electropompe sur socle avec les différentes distances	62
Figure V.08 : Schéma de la prise d'eau.....	66

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION LE COUP DE BELIER

Figure VI.01: Réservoir hydropneumatique.....	72
Figure VI.02: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	73
Figure VI.03: Soupape de décharge type LEZIER.....	73

Figure VI.04: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE..... 76

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Figure VII.01: Réseaux à nœuds (méthode CPM)..... 83

Figure VII.02: La niveleuse..... 85

Figure VII.03: La pelle hydraulique et le chargeur..... 85

Figure VII.04: La décapeuse..... 86

Figure VII.05: Les engins de transport..... 86

Figure VII.06: Compacteur à rouleau lisse..... 87

LISTE DES ANNEXES

Annexe (I) : Répartition horaire du débit maximum journalier ;

Annexe (II) : Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge) ;

Annexe (III) : Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air.

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Carte des résistivités apparentes en ligne AB = 1500 m ;

Planche N° 2 : Carte structurale synthétique ;

Planche N° 3 : Profil en long de l'adduction de Dar Chioukh (Partie gravitaire) ;

Planche N° 4 : Profil en long de l'adduction de Dar Chioukh (Partie refoulement) ;

Planche N° 5 : Plan de la station de pompage.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la quantité et la qualité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie.

Le problème de l'eau se limite à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivières, sources, lac,.....etc.). Cependant avec l'apparition de collectivités et le besoin d'apporter cette eau à la portée de la main, l'urbanisation restreignait la diversité des sources d'approvisionnement.

A l'occurrence des changements annoncés dans le cadre des programmes destinés à transformer les réseaux d'adduction et de distribution à travers la wilaya de TISSEMSILT, les responsables concernés sont appelés à renforcer les parties Nord, Est, Ouest et la proche périphérie de la partie sud à partir du barrage de KOUDIET ROSFA et un autre transfert provenant en tout quatorze chefs lieux de commune à savoir TISSEMSILT ville, BORDJ BOUNAAMA, LARDJEM, SIDI SLIMANE, BENI CHAIB, BENI LAHCENE, SIDI ABED, TAMELAHT, BOUCAID, LAZHARIA, LARBAA, MAACEM, AMMARI et SIDI LANTRI

Notre étude comporte neuf chapitres qui peuvent être repartis sur quatre parties principales.

□ La première partie peut contenir les deux chapitres suivants:

1- Une présentation globale du site: avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases à savoir la détermination de la zone d'études, son climat, le nombre de villages à alimenter ainsi que leurs nombres d'habitants.

2- Estimation des besoins en eau: dans ce chapitre, nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire, pour l'utilisateur, le réseau d'adduction. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.

□ La deuxième partie: l'étude vise ici, à définir l'ensemble des ouvrages et équipements pour assurer un approvisionnement en eau optimal des centres urbains cités si avant. Elle englobe les trois chapitres suivants:

1- Les réservoirs: ces ouvrages de stockage seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production. Les aspects économiques et techniques seront pris en compte pour l'emplacement de ces derniers. Leur dimensionnement peut se faire par deux méthodes (analytique et graphique).

2- L'adduction: dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres économiques.

3- Pompes et stations de pompage: l'accent est porté sur les équipements que comportera une station de pompage, le choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement ainsi que les éventuelles modifications. Et on terminera ce chapitre par l'étude de la cavitation.

□ La troisième partie sera consacrée pour les protections nécessaires pour le réseau, à savoir:

1- Le coup de bélier: dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène: les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans le réseau.

2- La protection des conduites contre la corrosion: la corrosion est la conséquence d'un processus chimique ou électrochimique des conduites; il est cependant nécessaire d'apporter une attention particulière. Pour y remédier quelques protections seront proposées durant cette étude.

□ La dernière partie contient les chapitres suivant:

1-La pose des conduites: ce chapitre traite l'exécution et l'aménagement de la tranchée, la pose des conduites, le remplissage des conduites et l'essai hydraulique.

3-traitement des eaux potables : dans ce chapitre on doit avoir les différentes étapes nécessaires pour le traitement des eaux du barrage, pour mettre l'eau aux normes de potabilités.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

INTRODUCTION :

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

I.1. L'AIRE DE L'ETUDE :

L'aire de l'étude est définie comme étant la zone géographique et administrative englobant les agglomérations urbaines de la partie ouest de la wilaya de TISSEMSILT au nombre de six centres.

I.2. ENTITES ET ORGANISMES ADMINISTRATIFS CONCERNES :

L'organisation administrative de l'aire d'étude est donnée comme suit :

1. Chef - lieu de la Wilaya **TISSEMSILT VILLE**
2. Chef - lieu de la Daïra **LARDJEM**
3. Chef - lieu de la Daïra **AMMARI**
4. Chef-lieu de la Commune **SIDI LANTRI**
5. Chef- lieu de la Commune **MAÂCEM**
6. Chef- lieu de la Commune **TAMELAHT**

I.3. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIQUE :

Les localités de l'étude se trouvent dans un périmètre d'un rayon dépassant les 70km. Les communes concernées par l'étude forment une zone homogène et se trouvent dans la partie OUEST de la wilaya de TISSEMSILT. Elles sont situées sur l'axe Routier R.N. 19, allant de la ville de TISSEMSSILT jusqu'à la Ville de TENES via CHLEF. Elles sont limitées par :

- Les communes de BORDJ BOUNAAMA et LARBAA au Nord.
- La Wilaya de TIARET au Sud.
- Les Communes de BENI LAHCEN; OULED BESSEM, SIDI ABED et KHEMISTI à l'Est.
- La Commune de MELAAB et la Wilaya de RELIZANE à l'Ouest.

La Wilaya de TISSEMSILT s'apparente à la catégorie des wilayas montagneuses.

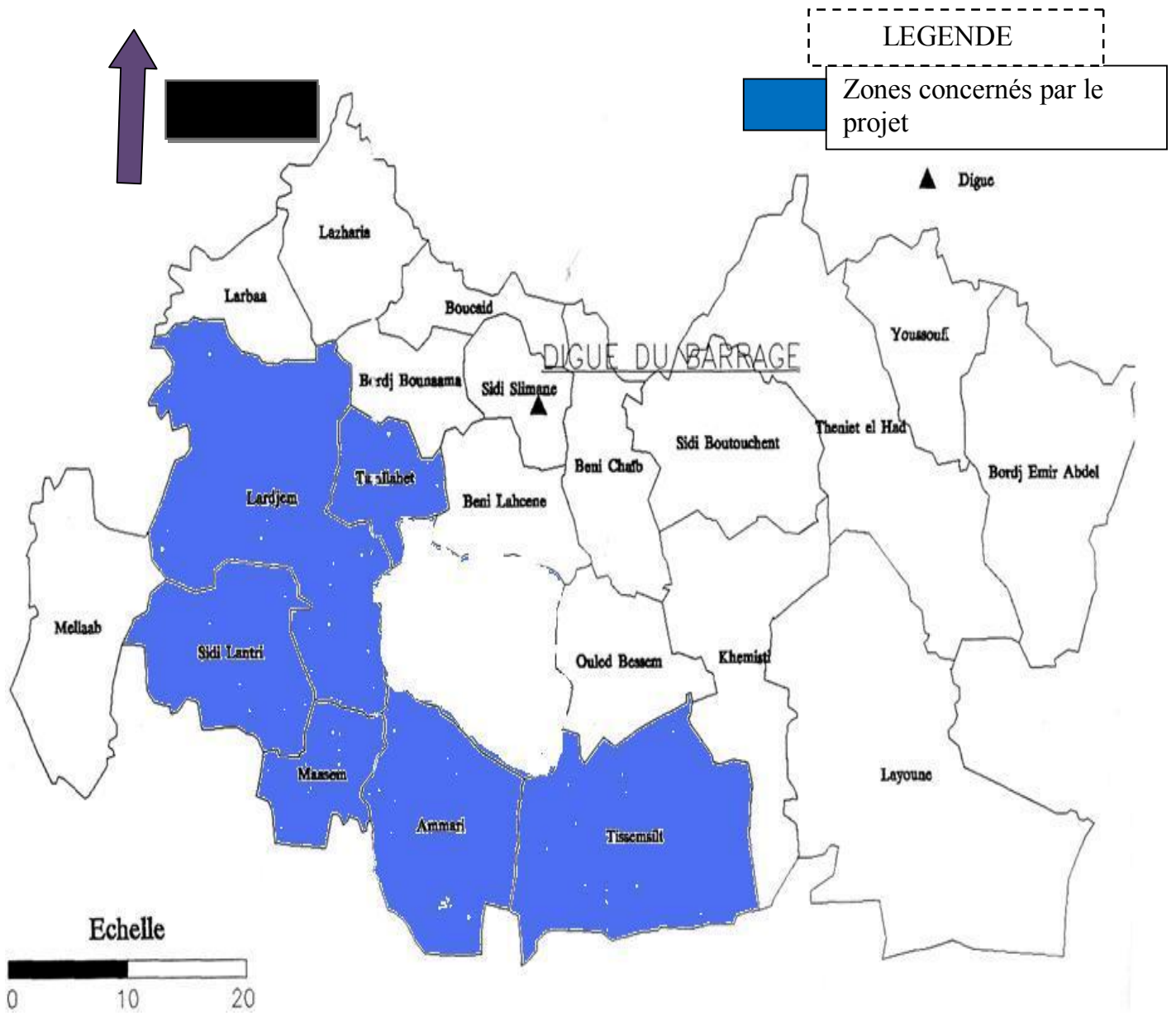


Figure I-1: plan de situation de la zone d'étude

I.4. GEOLOGIE :

L'aire de l'étude présente des formations essentiellement calcaires, schisteuses et argileuses. Le massif de Ouarsenis est dominé par des séries argilo-gréseuses à schisteuses; c'est - à - dire, il y a dominance des roches tendres (marnes et argiles) et des roches relativement tendres (flysch), alors que les plus résistantes comme les grès et les calcaires sont rencontrées au niveau des crêtes.

I.5. CLIMATOLOGIE :

Le climat caractérisant l'aire de l'étude va du subhumide au Nord et au Centre, au semi-aride avec deux saisons dominantes (sans saisons intermédiaires) :

- ▶ Saison humide et froide allant du mois d'Octobre jusqu'au mois d'Avril. Hiver froid avec gelée tardive et chutes de neige.
- ▶ Saison sèche et chaude du mois de Mai jusqu'au mois de Septembre.
- ▶ Eté chaud et aride. Cette saison peut connaître des orages courts et intenses.

Nous remarquons que le volume des précipitations diminue du Nord au Sud.

I.5.1. Températures :

Les températures maximales sont atteintes durant le Mois d'Août (+ de 40°C) alors que les minimales sont observées entre le mois de Décembre et Février (inférieure à 0°). La température moyenne suit le sens inverse des altitudes.

I.5.2. Humidité :

Cette région connaît des taux d'humidité relativement élevés, surtout pour la période Novembre - Mars où ils atteignent 70 % à 83%. Ces taux varient de 40% à 63% entre Avril et Octobre. Cette humidité explique l'existence de deux saisons.

- ▶ Une saison humide : Automne et Hiver.
- ▶ Une saison sèche en Eté.

I.5.3 Pluviométrie :

La pluviométrie moyenne annuelle sur ensemble de l'aire de l'étude est 400 à 500mm. Les pluies sont irrégulières et souvent torrentielles en haute altitude. Elles sont plus importantes à l'Est de la Wilaya.

I.5.4. Vents :

Cette région est caractérisée par des vents chauds et secs en Eté; froids et secs en Hiver. La direction dominante des vents est l'ouest - nord - ouest entre Octobre et Mai et est - sud - est durant la période estivale.

I.5.6. Neige :

La majorité des localités situées dans l'aire d'étude connaissent une période d'enneigement, ainsi qu'une gelée d'une durée allant jusqu'à 08 jours par mois. La durée moyenne des neiges est de 09 jours.

I.6. LA COUVERTURE VEGETALE :

Les diverses associations végétales rencontrées dans l'aire de étude sont sous la dépendance des facteurs climatiques déjà cités.

Du point de vue phytogéographie, le massif de L'Ouarsenis est nettement privilégié. Il permet la croissance des essences. Aux basses altitudes, la végétation la plus répandue c'est la strate arborescente caractérisée par l'olivier, le caroubier et le pistachier.

Bien représentés aussi dans le parc national de l'Ouarsenis: la cédraie; le chêne vert; le pin d'Alep et le chêne liège. En dehors des secteurs montagneux, le sol est dépourvu de végétation. Les

diverses formations forestières jadis riches et diversifiées sont réduites sous l'effet de la dégradation à des maquis bas.

I.7. VOCATION DE LA REGION :

La surface agricole utile représente 50% de la superficie du territoire de la wilaya de TISSEMSILT. Ces terres agricoles se situent principalement dans la zone montagneuse et les piémonts du sud de la région. La céréaliculture étant dominante et est pratiquée de manière moins traditionnelle. D'après le Plan d'Aménagement de la Wilaya (P.A.W.), le bilan du potentiel agricole confirme la pauvreté des sols de la région. Cette dernière est caractérisée par des sols minces et érodables et par un déficit de ressources hydriques. Hormis l'agriculture, l'élevage du cheptel est bien développé surtout en zone de montagnes. La production animale la plus dominante est l'ovin. D'après le P.A.W., l'élevage ovin dans la Wilaya de TISSEMSILT représente environ 25% de la production du pays.

I.8. POPULATION :

Les chiffres du « tableau I-1 » sont puisés de R.G.P.H et les statistiques données par la D.P.A.T de la wilaya de TISSEMSILT.

Tableau I-1: Tableau de répartition de la population.

localité	Nombre d'habitants 2008	Le taux d'accroissement (t)
AMMARI	5835	2,8
MAACEM	2665	2,35
LARDJEM	10329	2,8
SIDI LANTRI	2484	2,35
TAMELAHT	2443	2,35
TISSEMSILT	101862	4

D'après les chiffres des populations de chaque localité citée précédemment et leurs taux d'accroissement, on peut prévoir le nombre d'habitants de chaque localité concernée par le réseau d'adduction, à l'horizon du projet, c'est-à-dire pour l'année 2025, en appliquant la loi des intérêts composés:

$$P_n = P_0 (1 + t)^n \quad (I-1)$$

P_n : le nombre d'habitants à l'horizon 2025

P_0 : nombre d'habitants en 2008

t : le taux d'accroissement

n : la différence d'année entre 2008 et l'horizon 2025.

Tableau I -2: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet.

localité	Nombre d'habitants 2008	Le taux d'accroissement (t)	Nombre d'habitants 2015	Nombre d'habitants 2025
AMMARI	5835	2,8	7079	9330
MAACEM	2665	2,35	3136	3956
LARDJEM	10329	2,8	12532	16518
SIDI LANTRI	2484		2922	3687
TAMELAHT	2443	2,35	2874	3626
TISSEMSILT	101862	4	134044	198418

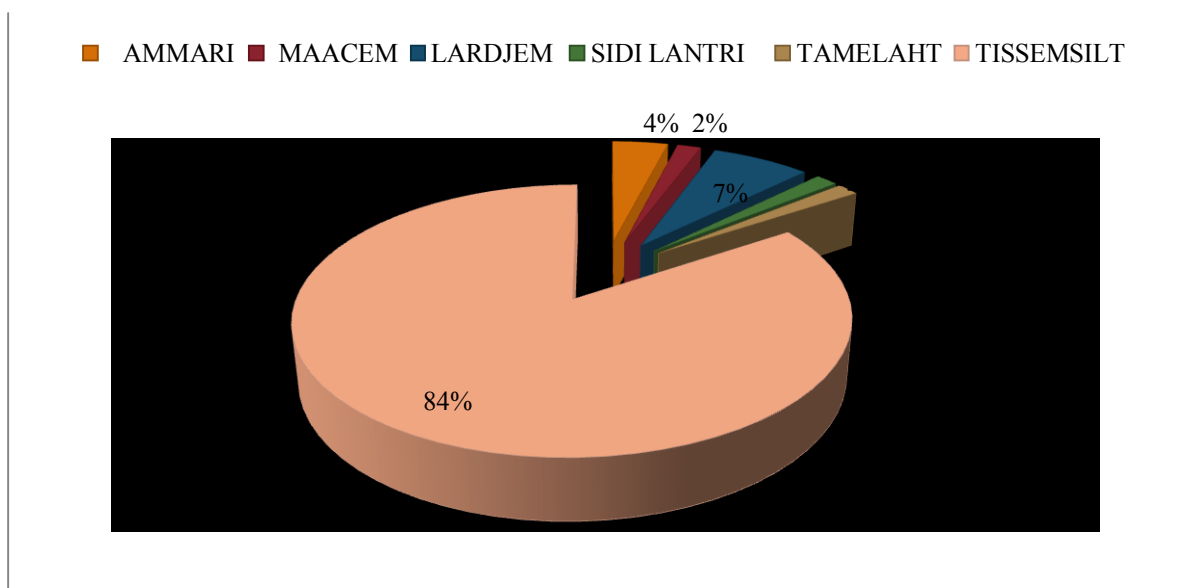


FIGURE I-2 : la répartition des habitants dans la zone d'étude à horizon 2025.

I.9. RESSOURCES ET ADDUCTIONS EXISTANTES:(Situation hydraulique actuelle)

La zone est alimentée actuellement par différentes sources qui sont réparties comme suite:

a) LA LOCALITE DE AMMARI : (Chef Lieu De Daïra)

Composées d'un Champs de captage de cinq (05) sources.

- SOURCE AIN DJOUIRA
- SOURCE AÏN BETRA
- SOURCE AÏN TOUILA
- SOURCE AÏN MESSOUKET débite 2,5 l / s
- SOURCE AÏN EL GEUBLIA débite 2,5 l / s



- réalisée en 1994 et non encore mise en service

L'Eau arrive gravitaire ment des captages des deux sources vers la bêche de reprise (capacité 50 m³) par des conduites en P. v .C de diamètre 63 mm. La longueur de la conduite d'adduction de la source Ain Messouket est de 150 ml, tandis que celle de la source Ain Gueblia est de 1000 ml. La station de pompage refoule l'Eau vers le réservoir de stockage (capacité 500 m³) par une conduite en P.V.C de diamètre 80 mm sur une longueur de 300 ml.

b) **LA LOCALITE DE TEMELAHT:** (chef lieu de commune)

□ RESSOURCES: Composées de deux sources:

▶ SOURCE AIN DOKAR débite 1,5 l / s

▶ SOURCE AIN NESSISSA débite 0,5 l / s

L'Eau s'écoule gravitairement du captage de la source d'Ain Dokar vers la bache de reprise par une conduite en P.V.C de diamètre 63 mm sur une longueur de 460 ml. La station de pompage refoule l'Eau vers le réservoir de stockage (capacité 250 m³) par une conduite en P. V.C de diamètre 80 mm sur une longueur de 470 ml.

c) **LA LOCALITE DE MAACEM** : (chef lieu de commune)

□ RESSOURCE: Composées d'un captage de source et un forage.

▶ CAPTAGE DE SOURCES débite 2,00 L / s

▶ FORAGE BRAIK débite 4,00 l / s

La pompe du forage refoule l'Eau directement vers le réservoir de stockage (capacité 200m³) par une conduite en P.V.C de diamètre 80 mm sur une longueur de 1500 ml.

d) **LA LOCALITE DE LARDJEM:** (chef lieu de Daïra)

□ RESSOURCES: Le forage de ABBAÏS qui assure un débit de 04 l / s est à l'arrêt à cause de la salinité de ses eaux. Actuellement la ville de LARDJEM est alimentée par le champ de captage de RECHAÏGA, l'alimentation est assurée gravitairement par une conduite d'adduction en acier noir enrobé de diamètre 150 mm reliant le réservoir de TISSEMSILT au réservoir de stockage (capacité 1500 m³) sur une longueur de 37.446 ml. Cette conduite d'adduction est posée en longeant la RN 19, elle travail 09 / 24 h (de 21h à 6h), l'opération est commandée à partir de la chambre des vannes au niveau du réservoir de la Ville de TISSEMSILT.

Le long de l'adduction huit (08) bornes fontaines ont été réalisées pour desservir les populations éparses, dont uniquement cinq (05) sont opérationnelles.

e) **LA LOCALITE DE SIDI ANTRI** : (chef lieu de commune)

□ RESSOURCE: Composées d'un ensemble de sources en puits.

▶ SOURCE AÏN Hamra

▶ SOURCE AIN Torche

▶ SOURCE AÏN El Bel

▶ SOURCE AÏN RARBIA



L'Eau est acheminé des quatre (04) sources vers le réservoir principal (capacité 250 m³) gravitairement par des conduites parallèles de 60 mm de diamètre sur une longueur totale de 621 ml environ, ces conduites sont reliées deux a deux à des collecteurs de diamètre 80 mm (longueur totale 3039 ml), ces Collecteurs sont reliés au réservoir principal par une conduite de diamètre 100 mm sur une longueur 397 ml.

f) **LA VILLE TISSEMSILT : (CHEF - LIEU DE WILAYA)**

□ RESSOURCE: Le champ de captage de RECHAÏGA, situé dans la Wilaya de TIARET, est composé d'une batterie de dix (10) forages. Il alimente les villes de TISSEMSILT et LARDJEM ainsi que les localités de BENI-MEIDA et AIN EL KERMA.

Les caractéristiques de la batterie sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : batterie de forages alimentant la ville de TISSEMSILT.

forages	Débit (L/s)	observations
E ₈	10	
H ₂₀	13	
H ₂₁	16	
H ₂₂	20	
H ₂₃	16	non fonctionnel
I ₁₉	8,2	
I ₂₀	18	non fonctionnel
RE ₄	92	
RE' ₄	50	
R E ₅	10	non fonctionnel
Débit total (l/s)	209,8	

On constate que la Wilaya de TISSEMSILT est déficitaire en ressources hydriques, mis à part l'exploitation de la nappe de RECHAÏGA (dans la Wilaya de TIARET) dont profite essentiellement le chef lieu de la wilaya(TISSEMSILT) des autres points d'eau est des sources et quelques autres forages dont le débit global ne dépassent pas les 350 l/s.

CONCLUSION:

D'après ce chapitre on peut conclure que :

- notre zone d'étude s'apparente à la catégorie des régions montagneuse, qui est caractérisée par un climat chaud surtout durant la saison d'hiver.
- La densité de la population est plus forte dans la ville de TISSEMSILT par rapport aux autres localités.
- D'après la vocation de l'agglomération on a constaté que notre région est une zone d'agriculture.
- Les localités concernées par l'étude se trouvent désavantagées dans l'exploitation des eaux de surface.

C'est pourquoi pour le moyen et la longue tenue. Le recours à un transfert deviendra impératif. L'analyse des ressources superficielles montre qu'un excédant en eau dans le Barrage du KOUDIAT ROSFA et qu'il serait possible d'envisager un transfert à partir de cette retenue.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

INTRODUCTION :

L'évolution de la demande en eau des six localités dans le temps est évaluée en tenant compte des catégories de consommateur potentiel en eau, à savoir :

- La consommation Domestique.
- La consommation Publique.
- La consommation Industrielle.
- La consommation Saisonnière.

L'importance de chaque type de consommateur dans une localité donnée est liée à :

- L'importance de la localité dans le découpage administratif (Chef lieu de Wilaya, de Daïra ou de Commune) et le plan D'aménagement de la Wilaya.
- La taille de l'agglomération résidant dans le centre urbain.
- La vocation économique (Touristique - Industrielle - Agricole).

II.1. L'EVALUATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE

II.1.1. Besoins domestique [2]

L'évolution de la consommation domestique est basée sur l'évolution démographique de la localité à desservir et les objectifs à atteindre pour la distribution d'eau c'est à dire la dotation, ainsi que la vocation économique de cette agglomération.

Cette consommation varie comme suit :

Villes :

- de moins de 5000 habitants 33 à 140 l/j/hab
- de 5000 à 10000 habitants 65 à 170 l/j/hab
- de 10000 à 20000 habitants 82 à 205 l/j/hab
- de 20000 à 100000 habitants 115 à 265 l/j/hab

Elle est plus faible dans les régions pauvres que dans les régions riches (elle est due aux développements des installations sanitaires, de l'hygiène, et les habitudes de la population).

Pour notre projet et comme notre agglomération et varie d'une commune à autre, les besoins seront estimés sur la base de dotation de 200 l/j/hab, pour l'agglomération grande et de 150 l/j/hab pour les agglomérations petites.

Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation suivante :

$$Q_{moy j} \square \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3 /j) \quad (II-1)$$

Avec :

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

N: nombre d'habitants

Les besoins domestique pour chaque commune est résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-1 : tableau récapitulatif des besoins domestiques.

localité	Nombre d'habitants 2025	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j) Q _{moy,j}
AMMARI	9330	150	1399,56
MAACEM	3956	150	593,33
LARDJEM	16518	190	3138,41
SIDI LANTRI	3687	150	553,00
TAMELAHT	3626	150	543,88
TISSEMSILT	198418	225	44643,96
TOTAL			50872,15

II.1.2. Les besoins scolaires

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

Tableau II-2: Tableau récapitulatif des besoins scolaires.

localités	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Débit (m ³ /j)
AMMARI	03 Primaires	1800	10	18
	01 CEM	600	10	6
	01 Lycées	500	10	5
	01 CFPA	240	15	3,6
MAACEM	02 Primaires	650	10	6,5
	01 CEM	160	10	1,6
	01 Lycées	120	10	1,2
LARDJEM	05 Primaires	2800	10	28
	03 CEM	2300	10	23
	02 Lycées	1600	10	16
	01 Technicum	200	10	2
	01 CFPA	120	15	1,8
SIDI LANTRI	02 Primaires	400	10	4
	01 CEM	200	10	2
TAMELAHT	02 Primaires	800	10	8
	01 CEM	350	10	3,5
TISSEMSILT	13 Primaires	8000	10	80
	11 CEM	4000	10	40

	07 Lycées	2500	10	25
	01 Technicum	300	10	3
	02 CFPA	2500	15	37,5
	01 centre universitaire	6000	10	60
			TOTAL	375,7

II.1.3. Besoins sanitaires

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

Tableau II-3: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

localités	Type d'équipement	unité		Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)
		(m ²)	lits		
AMMARI	01 polyclinique	450		15	6,75
	01 salle de soin	150		15	2,25
MAACEM	01 salle de soin	100		15	1,5
LARDJEM	01 hôpital		80	250	20
	01 polyclinique	300		15	4,5
	02 salles de soin	150		15	2,25
SIDI LANTRI	01 salle de soin	100		15	1,5
TAMELAHT	01 salle de soin	100		15	1,5
TISSEMSILT	03 salles de soin	360		15	5,4
	02 polycliniques	1000		15	15
	01 hôpital		500	250	125
	01 maternité		30	250	7,5
	01 centre de santé	650		15	9,75
				TOTAL	203

II.1.4. Besoins administratifs

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

Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m ³ /j)
AMMARI	01 APC	70	15	1,05
	01 Daïra	50	15	0,75
	01 Garde communale	40	15	0,6
	01 Darak el Watani	30	15	0,45
	01 ADE	15	15	0,225
	01 Bureau de poste	20	15	0,3
MAACEM	01 APC	34	15	0,51
	01 Bureau de poste	8	15	0,12
	01 Darak el Watani	30	15	0,45
LARDJEM	01 APC	60	15	0,9
	01 Daïra	50	15	0,75
	01 ADE	20	15	0,3
	01 Agence SONELGAZ	30	15	0,45
	01 Bureau de poste	25	15	0,375
	01ptt	30	15	0,45
	01 protection civile	90	15	1,35
	01 sûreté de daïra	70	15	1,05
	01 Recette impôts	15	15	0,225
	01 Darak el Watani	45	15	0,675
	01 Garde communale	30	15	0,45
SIDI LANTRI	01 APC	20	15	0,3
	04 Agences postales	15	15	0,225
	01 Garde communale	30	15	0,45
	01 Darak el Watani	30	15	0,45
TAMELAHT	01 APC	30	15	0,45
	01 Garde communale	25	15	0,375
	01 Darak el Watani	30	15	0,45
	01 caserne	200	150	30
TISSEMSILT	04 APC	300	15	4,5
	01 Daïra	80	15	1,2
	01 Poste	35	15	0,525
	04 Bureau de poste	100	15	1,5
	01 CNAS	70	15	1,05
	03 Banques	180	15	2,7
	01 SAA	30	15	0,45
	01 Complexe d'impôts	180	15	2,7
	04 sûretés de daïra	300	15	4,5
	01 Garde communale	80	15	1,2

	03 Darak el Watani	350	15	5,25
	01 caserne	250	150	37,5
	01 ADE	20	15	0,3
	01 Agence SONELGAZ	30	15	0,45
	01 Justice	30	15	0,45
	01ptt	25	15	0,375
	01 tribunal	400	70	28
	01 wilaya	300	15	4,5
	01 cité universitaire	4000	70	280
	01 protection civile	250	15	3,75
TOTAL				425.03

II.1.5. Besoins socioculturels

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau présentés dans le tableau suivant:

Tableau II-5: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Dotations (l/j/usager)	Débit (m ³ /j)
AMMARI	01 Mosquée	500	5	2,5
	01 Stade	200	70	14
	01 Maison de jeunes	200	10	2
	01 Centre culturel	120	5	0,6
MAACEM	01 Mosquée	300	5	1,5
LARDJEM	02 Mosquée	800	5	4
	01 Stade	120	70	8,4
	01 Maison de jeunes	100	10	1
	01 centre culturel	120	10	1,2
	01 salle de sport	300	50	15
SIDI LANTRI	01 Mosquée	300	5	1,5
TAMELAHT	01 Mosquée	300	5	1,5
TISSEMSILT	07 Mosquée	6000	5	30
	01 Stade	400	70	28
	01 Maison de jeunes	120	10	1,2
	01 centre culturel	200	10	2
	02salle de sport	400	50	20
TOTAL				134,4

II.1.6. Besoins du bétail

Nous sommes dans une zone rurale où les différentes activités agricoles sont importantes. Parmi ces dernières, on trouve principalement l'élevage domestique. Nous avons recueilli les données du bétail auprès des services d'agriculture des localités concernées par notre étude. Les différents chiffres, dotations et besoins sont indiqués dans le tableau suivant:

Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins du bétail.

localités	Bovins		Ovins		Caprins		Débit (m ³ /j)
	têtes	Dotation (l/j/tête)	têtes	Dotation (l/j/tête)	têtes	Dotation (l/j/tête)	
AMMARI	1975	80	8500	10	2500	10	268
MAACEM	340	80	3200	10	1200	10	71,2
LARDJEM	830	80	5000	10	1800	10	134,4
SIDI LANTRI	200	80	3000	10	800	10	54
TAMELAHT	690	80	4000	10	1600	10	111,2
TISSEMSILT	1200	80	1500	10	900	10	120
						TOTAL	758,8

II.1.7. Besoins industrielles

Le potentiel industriel de la wilaya de TISSEMSILT est très limité à l'heure actuelle, il peut être résumé comme suit :

1. Unité de couverture et textiles à TISSEMSILT.

Les zones d'activité industrielle proposées dans le S.R.A.T sont concentrées dans les régions de :

- TISSEMSILT.
- AMMARI.

C'est deux régions sont inclus dans l'aire de l'étude, ce qui fait que la totalité de la demande en eau industrielle à l'horizon 2025 sera prise en charge.

Dans l'étude proposée par S.R.A.T. la consommation industrielle en eau sera projetée d'une façon équitable entre les deux régions, ce qui nous permettra d'insérer la demande en eau industrielle dans la demande totale de ces centres.

Le débit industriel estimé par S.R.A.T. Pour les deux régions (AMMARI ET TISSEMSILT) est de l'ordre de **1301,66 m³/j** pour chaque localité concernée.

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II-7: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.

localité	Besoins domestique	Besoins scolaires	Besoins sanitaires	Besoins administratifs	Besoins socioculturels	Besoins industriels	Besoins du bétail	Total Q _{moy j} (m ³ /j)
AMMARI	1399,56	32,6	9	3,375	19,1	1301,66	268	3033,30
MAACEM	593,33	9,3	1,5	1,08	1,5	-	71,2	677,91
LARDJEM	3138,41	70,8	26,75	6,975	29,6	-	134,4	3406,94
SIDI LANTRI	553,00	6	1,5	1,425	1,5	-	54	617,42
TAMELAHT	543,88	11,5	1,5	31,275	1,5	-	111,2	700,86
TISSEMSILT	44643,9	245,5	162,65	380,9	81,2	1301,66	120	46935,87
TOTAL	50872,2	375,7	202,9	425,03	134,4	2603,32	758,8	55372,38

- Les résultats présentés dans le tableau (II-7) donnent la demande journalière en eau potable des différents consommateurs potentiels pour chaque agglomération chef lieu dans l'aire d'étude et cela pour horizon d'étude (2025) et selon une évolution forte de la dotation.

II.2. DETERMINATION DU DEBIT MAXIMAL ET MINIMAL JOURNALIER [1]

II.2.1. Introduction

On distingue essentiellement trois (03) natures de variations en matière de régime de consommation, correspondant à trois (03) ordres de phénomène distincts, dont les effets se superposent et donnent des indications de portée différente tant au service d'exploitation qu'aux projeteurs. Ces variations sont:

- La variation annuelle.
- La variation hebdomadaire.
- La variation journalière.

II.2.2. La Variation Annuelle

C'est à dire dans le cours d'une année moyenne, on tiendra compte notamment des changements des conditions météorologiques, et en particulier de la température. Selon les saisons leurs amplitudes se révèlent de ce fait plus accusé sous les climats à prédominance continentale où l'on observe des écarts de température importants entre l'été et l'hiver (cas de la région d'étude).

II.2.3. La Variation Hebdomadaire

C'est à dire au cours d'une semaine moyenne, aux différentes villes, suivant les habitudes de leur population. On observe généralement une consommation plus forte les derniers jours de la semaine.

Bien entendu, la répartition habituelle se trouvera occasionnellement perturbée par la succession de quelques journées de forte chaleur, au cours desquelles la consommation s'élèvera progressivement, ou de quelques journées particulièrement fraîches, au cours desquelles elle

tendra à s'abaisser d'une manière notable. Cette variation s'exprime avec le coefficient d'irrégularité journalière K_j .

$$K_{\max j} = \frac{\text{débit maximale journalier}}{\text{débit moyen journalier}}$$

$$K_{\min j} = \frac{\text{débit minimale journalier}}{\text{débit moyen journalier}}$$

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximal journalier.

$K_{\min j}$: coefficient d'irrégularité minimal journalier.

II-2-3- 1- Débit maximal journalier : ($Q_{\max j}$)

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

$$Q_{\max j} = K_{\max j} Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II-2})$$

Où

$K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalier, il prend des valeurs comprises entre 1,1 et 1,3 .Il est inversement proportionnel à la taille de l'agglomération considérée.

On prendra : $K_{\max j} = 1,3$

D'où :

$$Q_{\max j} = 1,3 * Q_{\text{moy } j}$$

II.2.3.2. Débit minimal journalier : ($Q_{\min j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il sera déterminé en effectuant le débit moyen journalier ($Q_{\text{moy } j}$) d'un coefficient d'irrégularité $K_{\min j}$ qui varie entre 0,7 et 0,9

Pour les villes de faible importance, il est estimé à 0,9

$$Q_{\min j} = 0,9 * Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II-3})$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau II-08: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy } j}$; $Q_{\max j}$

LOCALITE	$Q_{\text{moy } j}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\min j}$	$Q_{\min j} (\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\max j}$	$Q_{\max j} (\text{m}^3/\text{j})$
AMMARI	3033,30	0,9	2729,97	1,3	3943,29
MAACEM	677,91	0,9	610,12	1,3	881,28
LARDJEM	3406,94	0,9	3066,24	1,3	4429,02
SIDI LANRI	617,42	0,9	555,68	1,3	802,65
TAMELAHT	700,86	0,9	630,77	1,3	911,12
TISSEMSILT	46935,87	0,9	42242,28	1,3	61016,63
TOTAL	55372,3	0,9	49835,07	1,3	71983,99

II.2.4. La variation journalière

C'est à dire au cours d'une journée de 24 h. Cette variation témoigne d'une certaine régularité de consommation, à peu près nulle pendant la nuit (sauf le cas de fuites excessives). Elle passe d'ordinaire par deux maxima pendant la journée. Le premier se situant entre 7 et 9h du matin et le second entre 18 et 20h. Au moment des pointes, la consommation est susceptible d'atteindre

et même dépasser le double de sa valeur moyenne, selon le type de l'agglomération (rurale ou urbaine). De même cette variation s'exprime avec les coefficients d'irrégularité horaire K_h . ($K_{\max h}$ et $K_{\min h}$).

$$\frac{K_{\max h}}{\text{débit}} \quad \text{maximal horaire}$$

$$\frac{\text{débit moyen}}{\text{débit}} \quad \text{horaire}$$

$$\frac{K_{\min h}}{\text{débit}} \quad \text{minimal horaire}$$

$$\frac{\text{débit moyen}}{\text{débit}} \quad \text{horaire}$$

Par ailleurs, le coefficient $K_{\max h}$ est défini par :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (II-4)$$

D'où :

α_{\max} : Paramètre qui prend en considération la structure de l'habitat, le développement industriel et les habitudes de la population. Ce paramètre prend des valeurs entre 1,2 et 1,4. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$

β_{\max} : varie en fonction du nombre d'habitants, il est donné par le tableau suivant :

Tableau II-09 : tableau de variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

Nombre d'habitants X 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,10	1,03	1

-Dans notre projet, pour la détermination de débit maximum horaire on doit utiliser la formule suivante :

$$\text{-----} \quad (II-5)$$

: la fraction horaire maximale du débit maximal journalier qui est déterminé à partir de l'annexe N° (II-1) en fonction de nombre d'habitant de chaque agglomérations. Etant donné que la zone d'étude comprend six localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles.

La répartition du débit horaire au cours de la journée, pour chaque localité est présentée dans les annexes (II-2).

NB:

-La détermination du débit moyen journalier permettrait le calcul hydraulique des ouvrages de la station de traitement.

-La détermination du débit maximal journalier permettrait le calcul hydraulique du réseau d'adduction et des ouvrages hydrauliques de cette dernière.

-La détermination du débit maximal horaire permettra le calcul hydraulique des réseaux de distribution.

II.3. CALCUL DE DEFICIT DE CONSOMMATION

Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2025), il nous convient de nous déterminer le déficit par lequel on dimensionnera le réseau d'adductions.

Le tableau ci-dessous représente le déficit journalier pour chaque localité :

Tableau II-10: Tableau des déficits à combler à l'an 2025.

localité	$Q_{\max J}$ (m ³ /j)	production en eau existante (m ³ /j)	déficit (m ³ /j)
AMMARI	3943,29	432	3511,29
MAACEM	881,28	518,4	362,88
LARDJEM	4429,02	823	3606,02
SIDI LANTRI	802,65	172,8	629,85
TAMELAHT	911,12	138	773,12
TISSEMSILT	61016,63	18126,72	42889,91
TOTAL	71983,98	20210,92	51773,06

Donc le débit total de dimensionnement de notre réseau est de **51773,06 m³/J** soit (599,23 l/s).

CONCLUSION

D'après les calculs effectués au dessus, on remarque qu'il ya un déficit d'eau important (51773,06 m³/j), car les débits d'exploitation des forages et des sources est très faibles (20746,6 m³/j), donc pour combler les besoins en eau estimés à l'horizon de projet (2025), il est nécessaire de transférer la quantité qui manque a partir de barrage de KODIET ROSFA, car les sources hydriques dans l'ensemble des localités est presque inexistante.

Le transfert de cette quantités d'eau à partir de barrage vers les localités concernés par le projet, nécessite plusieurs ouvrages (stockages, brise charge, station de pompage,.....etc.), qui sont l'objectif de notre travail.

CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

INTRODUCTION

Outre la sécurité qu'ils assurent en cas de défaillance momentanée de la production, les réservoirs sont susceptibles d'intervenir dans l'exploitation courante comme régulateurs à la fois du débit et de la pression. Avec les progrès enregistrés dans les techniques de pose et les techniques de protection automatique des conduites d'adduction et de distribution, les réservoirs d'eau assurent les fonctions suivantes:

- Réservoirs de stockage dans les systèmes de distribution.
- Bâches de reprise dans les stations de pompage.
- Réservoirs tampon de régularisation de pression dans les systèmes d'adduction.
- Réservoirs d'eau traitée au niveau des stations de traitement.
- Matérialisation des réserves stratégique dans les métropoles.

III.1. ROLE DES RESERVOIRS

Les réservoirs constituant une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés, de plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies en plus les réservoirs offrant notamment les avantages suivants :

- Régularisation le fonctionnement de la station de pompage.
- Simplification l'exploitation.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relais.
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.

III.2. EMLACEMENT DES RESERVOIRS

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

Donc on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

- Le point le plus bas à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville en question.
- L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
 - Simplicité de réalisation du coffrage.
 - Etanchéité plus facile à réaliser.

III.3. CLASSIFICATIONS DES RESERVOIRS [2]

Les réservoirs peuvent être classes de diverses façons selon les critères pris en considération :

III.3.1. Classification selon le matériau de construction

- Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs
 - Réservoir métalliques.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton armé.

III.3.2. Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

III.3.3. Classification selon l'usage

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage. (réservoir d'eau traité).
- Réservoir terminal.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- brise charge.

III.3.4. Classification selon la forme géométrique

Généralement, on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire (carré).
- d'une forme quelconque.

III.4. LES DIFFERENTES TYPES DE RESERVOIRS A PROJETES

Pour notre réseau les réservoirs qui seront projetés est :

III.4.1. Les réservoirs terminaux : distribués comme suit

- 1) réservoir de TAMELAHT est alimenté gravitairement à partir du piquage « P1 »
- 2) réservoir de LARDJEM est alimenté gravitairement à partir du piquage « P2 »
- 3) réservoir de SIDI LANTRI est alimenté par refoulement à partir de station de pompage intermédiaire de SIDI LANTRI.
- 4) réservoir de MAACEM est alimenté par refoulement à partir de station de pompage intermédiaire de MAACEM.
- 5) réservoir de AMMARI est alimenté par refoulement à partir de station de pompage de AMMARI.
- 6) réservoir de la ville de TISSEMSILT est alimenté par refoulement à partir de station de pompage de AMMARI.



III.4.2. Les bâches de reprise

- 1) bâche de reprise de station de pompage intermédiaire de SIDI LANTRI, qui est alimenté gravitairement.
- 2) bâche de reprise de station de pompage MAACEM .qui alimenté gravitairement.
- 3) bâche de reprise de station de pompage intermédiaire MAACEM, qui est alimenté par refoulement.
- 4) bâche de reprise de station de pompage AMMARI qui alimenté par refoulement.

III.5. DETERMINATION DE LA CAPACITE

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée. La détermination de cette capacité, tient compte de la Répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

III.5.1.Principe de calcul : deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

-  La méthode analytique.
-  La méthode graphique

III.5.1.1. La méthode analytique

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

$$V_r = \frac{P(\%) \cdot Q_{max,j}}{100} \quad (III-1)$$

V_u : volume utile (m^3),

$P(\%)$: fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.

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

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

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (III-2)$$

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

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

III.5.1.2. la méthode graphique

la méthode graphique tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extremums cumule de la consommation vis à vis de celle des apports.

III.6. DIMENSIONNEMENT DES BACHES DE REPRISES DES DIFFERENTES STATIONS DE POMPAGE

III.6.1. Bâche de reprise « SIDI LANTRI »: ce bâche est alimenté gravitairement a partir d'un piquage au niveau de la conduite gravitaire principale.

Le débit sortant de la station de pompage « SIDI LANTRI » est de **629,85 m^3/j**

Alors le volume de la bâche de « SIDI LANTRI » est déterminé par la méthode analytique.

REMARQUE :

1-Arrivée permanente sur vingt quatre heures (gravitairement), donc le pourcentage du débit entrant sera égale à 4,16 % pour toutes les tranches horaires (100 /24).

2-pour la duré de pompage on prend 20 heures, ce qui donne un pourcentage horaires de 5% (100/20).

Tableau III-1 : Détermination de la capacité de la bache de reprise « SIDI LANTRI »

Heures	Apports (%)	refoulement d'eau (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	5	-	0,84	13,32
01-02	4,16	5	-	0,84	12,48
02-03	4,16	5	-	0,84	11,64
03-04	4,16	5	-	0,84	10,8
04-05	4,16	5	-	0,84	9,96
05-06	4,17	5	-	0,83	9,13
06-07	4,17	5	-	0,83	8,3
07-08	4,17	5	-	0,83	7,47
08-09	4,17	5	-	0,83	6,64
09-10	4,17	5	-	0,83	5,81
10-11	4,17	5	-	0,83	4,98
11-12	4,17	5	-	0,83	4,15
12-13	4,17	5	-	0,83	3,32
13 - 14	4,17	5	-	0,83	2,49
14 - 15	4,17	5	-	0,83	1,66
15 - 16	4,17	5	-	0,83	0,83
16 - 17	4,17	5	-	0,83	0
17 - 18	4,17	0	4,17	-	4,17
18 - 19	4,17	0	4,17	-	8,34
19 - 20	4,17	0	4,17	-	12,51
20 - 21	4,17	0	4,17	-	16,68
21 - 22	4,16	5	-	0,84	15,84
22 - 23	4,16	5	-	0,84	15
23 - 00	4,16	5	-	0,84	14,16
Total	100	100	16,68	16,68	-

DONC :

$$V_{\text{bache}} = \frac{P(\%) * Q_{\text{ax},j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

V_{bache} : capacité de la bache (m³),

$P\%$: fraction horaire maximum du débit maximum journalier. ($P\%=16,68\%$)

j : La consommation maximale journalière (629,85m³/j).

$$V_{\text{bache}} = \frac{16}{100} * \frac{629,85}{105,06} \quad (\text{m}^3)$$

En choisi un volume normalise de **250 m³**.

III.6.2. Bâche de la station de pompage MAACEM : cette station se trouve à l'extrémité de la conduite gravitaire principale, cette station est composée de deux lignes de refoulement, La première vers la station de pompage intermédiaire de MAACEM. La deuxième vers la station de pompage AMMARI.

Le débit sortant de la station de pompage MAACEM ca sera **46764,08 m³/j**

Donc la capacité de la bâche est déterminée de la même façon que le précédent (méthode analytique) :

$$V_{\text{bâche}} = \frac{p(\%) * Q_{\text{ax,j}}}{100}$$

$V_{\text{bâche}}$: volume de la bâche (m³),

$P\%$: fraction horaire maximum du débit maximum journalier.

A partir de tableau (III-1) $P = 16,68 \%$

j : La consommation maximale journalière (m³/j). $j = 46764,08 \text{ m}^3/\text{j}$

$$V_{\text{bâche}} = \frac{16}{68} * \frac{46764,08}{100} = 112,25 \text{ m}^3$$

En choisi un volume normalise de **8000 m³**.

III.6.3. Bâche de la station de pompage intermédiaire « MAACEM »

La bâche de reprise de cette station joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bâche de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_{\text{max,j}} * t}{T} \quad (III \square \square \square \square)$$

Avec :

$Q_{\text{max,j}}$: débit maximal journalier de la commune de MAACEM. ($Q_{\text{max,j}} = 362,88 \text{ m}^3/\text{j}$)

T : le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20\text{h}$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t = 0,25\text{h}$)

Donc le volume de la bâche de reprise est :

$$V_{\text{bâche}} = \frac{362,88 * 0,25}{20} = 4,54 \text{ m}^3$$

En choisi un volume normalise de **125 m³**.

III.6.4. Bâche de la station de pompage AMMARI

La station de pompage AMMARI se situé à **10134 m** de station de pompage MAACEM.

La bâche de reprise de la première est alimentée par une conduite de refoulement qui provient de la station de pompage de MAACEM,

La station de pompage AMMARI est composée de deux lignes de refoulement, La première vers le réservoir de AMMARI et la deuxième constituera le prolongement du tronçon « SUD - NORD » vers le réservoir de TISSEMSILT ville.

Le débit sortant de la station de pompage AMMARI est de **46401,2 m³/j**.

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max j}} * t}{T}$$

Avec :

$Q_{\text{max j}}$: débit maximal journalier. ($Q_{\text{max j}} = 46401,2 \text{ m}^3 / \text{j}$)

T : le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20 \text{ h}$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t = 0,25 \text{ h}$)

$$V_{\text{bache}} = \frac{46401,2 * 0,25}{20} \quad (\text{m}^3)$$

En choisissant un volume normalisé de **700 m³**.

III.7. DIMENSIONNEMENT DE RESERVOIR TAMPON DU BORDJ BOU-NAÂMA

Le réservoir de BORDJ BOU-NAÂMA joue le rôle de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé par (SP4) généralement de six localités à étudier, jusqu'à la station de pompage « MAACEM ».

La capacité du réservoir peut être calculée d'après le temps de fermeture de la vanne située à l'entrée de brise charge 01. En vue de limiter les effets du coup de bélier de fermeture.

Le volume sera déterminé selon la formule suivante:

$$V_{\text{rp}} = \frac{Q_{\text{tr}} * t}{2} \quad (\text{III-4}) \quad (\text{fermeture linéaire})$$

Q_{tr} : Débit transit : est le débit entrant dans la « brise charge 01 » qui est

$$Q_{\text{tr}} = Q_{\text{max j}} = 51773,06 \text{ m}^3 / \text{j} = 2157,21 \text{ m}^3 / \text{h}$$

t : temps de fermeture de la vanne télécommandée située à l'arrivée de la brise charge 01.

Donc :

$$V_{\text{RTBB}} = \frac{Q_{\text{tr}} * t}{2} = \frac{2157,21 * 0,25}{2} = 269,651 \text{ m}^3$$

Par sécurité, la capacité de réservoir tampon de BORDJ BOU-NAÂMA (RTBB) sera **3000 m³** pour tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt de groupes et le commencement de la fermeture de la vanne.

III.8. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS DE BRISE CHARGE : d'après l'étude qui a été faite au chapitre d'adduction (chapitre 04), l'installation des brises charges est indispensable.

Permet la méthode utilisée pour dissiper l'énergie de la meilleure manière possible est l'utilisation d'un obturateur à disque auto centreur sous capot, ces appareils nécessitent la réalisation des réservoirs.

Ces réservoirs jouent le rôle de mise en charge, donc la formule utilisée pour déterminer la capacité des brises charges est :

$$V_{\text{BC}} = \frac{Q_{\text{tr}} * t}{2}$$

Q_{tr} : débit transite. (m^3 / h)

t : le temps de fermeture de la vanne située à l'aval ($t = 2 \text{ h } 30 \text{ mn}$)

III.8.1. Brise charge 01 (BC1)

$$Q_{\text{tr}} = Q_{\text{max j}} = 51773,06 \text{ m}^3 / \text{j} = 2157,21 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$t = 2 \text{ h } 30 \text{ mn}$$

$$V_{\text{BC1}} = \frac{Q_{\text{tr}} * t}{2} = \frac{2157,21 * 2,5}{2} = 2696,51 \text{ m}^3$$

En choisissant un volume normalisé de **3000 m³**.

III.8.2. Brise charge 02

Le débit transit est celle qui entrée dans la bache de reprise de « MAACEM »
 $Q_{tr} = 46764,08 \text{ m}^3 / j = 1948,50 \text{ m}^3/h$
 $t = 2h \ 30mn$

$$V_{BC2} = \frac{Q_{tr} \cdot t}{2} = \frac{1948,50 \cdot 2,5}{2} = 2435,63 \text{ m}^3$$

En choisi un volume normalisé de **2500 m³**.

III.9.DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS TERMINAUX

La capacité théorique des réservoirs est déterminée par la méthode analytique. Cette méthode base sur la répartition horaire du débit entrant et du débit sortant du réservoir pendant vingt-quatre heures (24h) de consommation. Ces débits sont exprimés en pourcentage de la consommation maximal journalière.

La répartition des pourcentages de consommation (débit sortant) sur les vingt-quatre (24h) heures sont déterminées a partir de (l'annexe II)

La répartition des pourcentages du débit entrant sur les vingt-quatre heures est déterminée en fonction du mode d'arrivée.

- ▶ Arrivée gravitairement permanente sur vingt-quatre heures (24h/24h). Le pourcentage du débit entrant sera égal à 4,16% pour toutes les tranches horaires (100/24).
- ▶ Arrivée permanente sur un temps de pompage, ce temps prendra la valeur de 20 heures, ce qui donne un pourcentage horaire de 5% (100/20).

La capacité du sept réservoirs terminaux est déterminée par la formule suivante :

$$V_u = \frac{P(\%)* Q_{ax,j}}{100} \text{ m}^3$$

V_u : volume utile (m³),

$P(\%)$: fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.

j : La consommation maximale journalière (m³/j).

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

$$V_T = V_u + V_{inc}$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³

Les résultats des calculs sont représentés dans les tableaux suivants :

III-2 : Détermination de la capacité du réservoir de « AMMARI »

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	1	4	-	13
01-02	5	1	4	-	17
02-03	5	1	4	-	21
03-04	5	1	4	-	25
04-05	5	2	3	-	28
05-06	5	3	2	-	30
06-07	5	5	0	-	30
07-08	5	6,5	-	1,5	28,5
08-09	5	6,5	-	1,5	27
09-10	5	5,5	-	0,5	26,5
10-11	5	4,5	0,5	-	27
11-12	5	5,5	-	0,5	26,5
12-13	5	7	-	2	24,5
13 - 14	5	7	-	2	22,5
14 - 15	5	5,5	-	0,5	22
15 - 16	5	4,5	0,5	-	22,5
16 - 17	5	5	0	-	22,5
17 - 18	0	6,5	-	6,5	16
18 - 19	0	6,5	-	6,5	9,5
19 - 20	0	5	-	5	4,5
20 - 21	0	4,5	-	4,5	0
21 - 22	5	3	2	-	2
22 - 23	5	2	3	-	5
23 - 00	5	1	4	-	9
Total	100	100	31	31	-

- Le volume utile sera : $= \frac{3511,29 \cdot 30}{100} =$ $u = 1053,387 \text{ m}^3$

$\square \square \square V$

-La capacité totale sera : $V_t = 1053,387 + 120 = 1173,387 \text{ m}^3$ $\square \square \square V_t = 1173,387 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 1200 \text{ m}^3$

Tableau III-3 : Détermination de la capacité du réservoir de «MAACEM».

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	1	4	-	13
01-02	5	1	4	-	17
02-03	5	1	4	-	21
03-04	5	1	4	-	25
04-05	5	2	3	-	28
05-06	5	3	2	-	30
06-07	5	5	0	-	30
07-08	5	6,5	-	1,5	28,5
08-09	5	6,5	-	1,5	27
09-10	5	5,5	-	0,5	26,5
10-11	5	4,5	0,5	-	27
11-12	5	5,5	-	0,5	26,5
12-13	5	7	-	2	24,5
13 - 14	5	7	-	2	22,5
14 - 15	5	5,5	-	0,5	22
15 - 16	5	4,5	0,5	-	22,5
16 - 17	5	5	0	-	22,5
17 - 18	0	6,5	-	6,5	16
18 - 19	0	6,5	-	6,5	9,5
19 - 20	0	5	-	5	4,5
20 - 21	0	4,5	-	4,5	0
21 - 22	5	3	2	-	2
22 - 23	5	2	3	-	5
23 - 00	5	1	4	-	9
Total	100	100	31	31	-

-Le volume utile sera : $V_u = \text{---}$ $V_U = 108,864 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 108,864 + 120 = 228,864 \text{ m}^3$ $V_t = 228,864 \text{ m}^3$

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

Tableau III-4 : Détermination de la capacité du réservoir de «LARDJEM»

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	1,5	2,66	-	8,81
01-02	4,16	1,5	2,66	-	11,47
02-03	4,16	1,5	2,66	-	14,13
03-04	4,16	1,5	2,66	-	16,79
04-05	4,16	2,5	1,66	-	18,45
05-06	4,17	3,5	0,67	-	19,12
06-07	4,17	4,5	-	0,33	18,79
07-08	4,17	5,5	-	1,33	17,46
08-09	4,17	6,25	-	2,08	15,38
09-10	4,17	6,25	-	2,08	13,3
10-11	4,17	6,25	-	2,08	11,22
11-12	4,17	6,25	-	2,08	9,14
12-13	4,17	5	-	0,83	8,31
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,48
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,15
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,32
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,49
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,16
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	0
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,16	3	1,16	-	1,33
22 - 23	4,16	2	2,16	-	3,49
23 - 00	4,16	1,5	2,66	-	6,15
Total	100	100	19,12	19,12	-

-Le volume utile sera : $V_u = \text{---} = 689,47 \text{ m}^3$ □□□ $V_u = 689,47 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 689,47 + 120 = 809,47 \text{ m}^3$ □□□ $V_t = 809,47 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

Tableau III-5 : Détermination de la capacité du réservoir de «SIDI LANTRI».

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	1	4	-	13
01-02	5	1	4	-	17
02-03	5	1	4	-	21
03-04	5	1	4	-	25
04-05	5	2	3	-	28
05-06	5	3	2	-	30
06-07	5	5	0	-	30
07-08	5	6,5	-	1,5	28,5
08-09	5	6,5	-	1,5	27
09-10	5	5,5	-	0,5	26,5
10-11	5	4,5	0,5	-	27
11-12	5	5,5	-	0,5	26,5
12-13	5	7	-	2	24,5
13 - 14	5	7	-	2	22,5
14 - 15	5	5,5	-	0,5	22
15 - 16	5	4,5	0,5	-	22,5
16 - 17	5	5	0	-	22,5
17 - 18	0	6,5	-	6,5	16
18 - 19	0	6,5	-	6,5	9,5
19 - 20	0	5	-	5	4,5
20 - 21	0	4,5	-	4,5	0
21 - 22	5	3	2	-	2
22 - 23	5	2	3	-	5
23 - 00	5	1	4	-	9
Total	100	100	31	31	-

-Le volume utile sera : _____ □□□ $V_U = 188,96 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 188,96 + 120 = 308,96 \text{ m}^3$ □□□ $V_t = 308,96 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 400 \text{ m}^3$.

Tableau III-6 : Détermination de la capacité du réservoir de «TAMELAHT».

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	1	3,16	-	9,64
01-02	4,16	1	3,16	-	12,8
02-03	4,16	1	3,16	-	15,96
03-04	4,16	1	3,16	-	19,12
04-05	4,16	2	2,16	-	21,28
05-06	4,17	3	1,17	-	22,45
06-07	4,17	5	-	0,83	21,62
07-08	4,17	6,5	-	2,33	19,29
08-09	4,17	6,5	-	2,33	16,96
09-10	4,17	5,5	-	1,33	15,63
10-11	4,17	4,5	-	0,33	15,3
11-12	4,17	5,5	-	1,33	13,97
12-13	4,17	7	-	2,83	11,14
13 - 14	4,17	7	-	2,83	8,31
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,98
15 - 16	4,17	4,5	-	0,33	6,65
16 - 17	4,17	5	-	0,83	5,82
17 - 18	4,17	6,5	-	2,33	3,49
18 - 19	4,17	6,5	-	2,33	1,16
19 - 20	4,17	5	-	0,83	0,33
20 - 21	4,17	4,5	-	0,33	0
21 - 22	4,16	3	1,16	-	1,16
22 - 23	4,16	2	2,16	-	3,32
23 - 00	4,16	1	3,16	-	6,48
Total	100	100	22,45	22,45	-

-Le volume utile sera : _____ $\square\square\square V_U = 173,57 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 173,57 + 120 = 293,57 \text{ m}^3$ $\square\square\square V_t = 293,57 \text{ m}^3$

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

Tableau III-7 : Détermination de la capacité du réservoir de «TISSEMSILT VILLE».

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	3,35	1,65	-	5,45
01-02	5	3,25	1,75	-	7,2
02-03	5	3,3	1,7	-	8,9
03-04	5	3,2	1,8	-	10,7
04-05	5	3,25	1,75	-	12,45
05-06	5	3,4	1,6	-	14,05
06-07	5	3,95	1,05	-	15,1
07-08	5	4,45	0,55	-	15,65
08-09	5	5,25	-	0,25	15,4
09-10	5	5,25	-	0,25	15,15
10-11	5	4,85	0,15	-	15,3
11-12	5	4,6	0,4	-	15,7
12-13	5	4,6	0,4	-	16,1
13 - 14	5	4,55	0,45	-	16,55
14 - 15	5	4,75	0,25	-	16,8
15 - 16	5	4,7	0,3	-	17,1
16 - 17	5	4,65	0,35	-	17,45
17 - 18	0	4,45	-	4,45	13
18 - 19	0	4,4	-	4,4	8,6
19 - 20	0	4,3	-	4,3	4,3
20 - 21	0	4,3	-	4,3	0
21 - 22	5	3,75	1,25	-	1,25
22 - 23	5	3,75	1,25	-	2,5
23 - 00	5	3,7	1,3	-	3,8
Total	100	100	17,95	17,95	-

-Le volume utile sera : _____ $\square\square\square V_U = 7484,29\text{m}^3$

-La capacité totale sera : $V_t = 7484,29 + 120 = 7604,29\text{ m}^3$ $\square\square\square V_t = 7604,29\text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera : $V_n = 8000\text{ m}^3$

Le tableau suivant donne les valeurs des volumes de stockage des réservoirs estimées à l'horizon de l'étude :

Tableau III-8 : volume des réservoirs terminaux calculé pour chaque localité.

Localités	volume utile (m ³)	volume d'incendie (m ³)	volume total (m ³)	volume normalisé (m ³)
AMMARI	1053,39	120,00	1173,39	1200,00
MAACEM	108,86	120,00	228,86	300,00
LARDJEM	689,47	120,00	809,47	1000,00
SIDI LANRI	188,96	120,00	308,96	400,00
TAMELAHT	173,57	120,00	293,57	300,00
TISSEMSILT	7484,29	120,00	7604,29	8000,00

III.10. FORME DES RESERVOIRS [1]

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs terminaux.

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

► Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

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

V_n : Volume normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m

► Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$AN: h = \frac{4 * V_n}{\pi D_n^2} \quad (III-5)$$

► La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$AN: S = \frac{V_n}{h} \quad (III-6)$$

► La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \quad (III-7)$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h : hauteur d'eau (m);

R : revanche (m),

► La hauteur de la réserve d'incendie :

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

$$AN : h_{inc} = \frac{V_{in}}{c \cdot S} \quad (III-8)$$

REMARQUE: pour les réservoirs ayant une capacité importante, il est nécessaire d'opter des réservoirs jumelés.

Le tableau suivant résume la capacité des réservoirs terminaux jumelés :

Tableau III-9 : tableau donnant la capacité des réservoirs jumelés.

LOCALITES	volume normalisé (m ³)	Nombre de réservoirs jumelés	Capacités des réservoirs (m ³)
AMMARI	1200	2	600
MAACEM	300	1	300
LARDJEM	1000	2	500
SIDI LANRI	400	1	400
TAMELAHT	300	1	300
TISSEMSILT	8000	2	4000

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

Tableau III-10: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.

Réservoirs	Nombre de réservoirs jumelés	Volume en (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc}	R (m)	H (m)
AMMARI	2	600	13	132,67	4,52	0,90	0,48	5,00
MAACEM	1	300	9	63,59	4,72	1,89	0,78	5,5
LARDJEM	2	500	12	113,04	4,42	1,06	0,58	5
SIDI LANRI	1	400	10	78,50	5,10	1,53	0,40	5,5
TAMELAHT	1	300	9	63,59	4,72	1,89	0,78	5,5
TISSEMSILT	2	4000	30	706,50	5,66	0,17	0,34	6

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

Tableau III-11: Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise.

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
SP SIDI LANTRI	250	8	50	5	0,25	5,25
SP INTER MAACEM	125	1,5	1,77	2,83	0,17	3
SP MAACEM	2*4000	30	706,50	5,66	0,34	6
SP AMMARI	700	13	132,67	4,52	0,48	5

Les dimensions de réservoir tampon et brises charges sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III-12: Tableau donnant les dimensions de réservoirs tampon et brises charges.

RESERVOIR TAMPON ET BRISE CHARGE	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
BC 01	2*1500	20	314,00	4,78	0,72	5,5
BC 02	2*1250	18	254,34	5,90	0,60	6,5
RTBB	2*1500	20	314,00	4,78	0,72	5,5

III.11. ÉQUIPEMENTS DU RESERVOIR [2]

Le réservoir doit être équipé :

1. D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
2. Une conduite de départ ou de distribution.
3. Une conduite de vidange.
4. Une conduite de trop-plein.
5. Système de matérialisation de la consigne d'incendie.
6. Conduite by-pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

III.11.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction

Si l'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes.

III.11.2. Conduite de départ ou de distribution

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15 à 20 cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension (sables ou boues). L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène De vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

III.11.3. Conduite du trop-plein

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant à réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. L'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

III.11.4. Conduite de vidange

Elle permet la vidange du château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

III.11.5 Conduite by-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution. Elle assure la distribution pendant le nettoyage

III.11.6 Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (III-1) présente un système en siphon à évent :

Son fonctionnement est le suivant :

- Normal : 1 et 2 ouverts, le 3 est fermé.
- Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 3.

C'est une disposition spéciale de la lientérie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies sont atteints.

III.12. SYSTEME DE CANALISATION

Conduite : Les conduites sont de forme circulaire en fonte ductile, caractérisée par d'excellentes propriétés mécaniques (déformabilité, résistance à la corrosion).

Coudes et TE : Elles sont placées dans la tuyauterie ; le coude permet le changement de direction, le TE permet la prise de canalisation secondaire sur la conduite principale.

Vannes : On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, à la sortie de la conduite de départ, on admet des vannes papillons (à survitesse) ; utile en cas de vidange rapide.

Robinet flotteur : Il permet de maintenir à un niveau déterminé le plan d'eau dans la cuve et ceci en fermant la conduite d'arrivée quand ce niveau est atteint. (Arrivée gravitairement).

Les différents types de conduites sont représentés dans la figure (III-1)

III.13. TRAVERSEE DES CONDUITES DANS LES PAROIS DU RESERVOIR [1]

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

1^{er} cas : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure III.2).

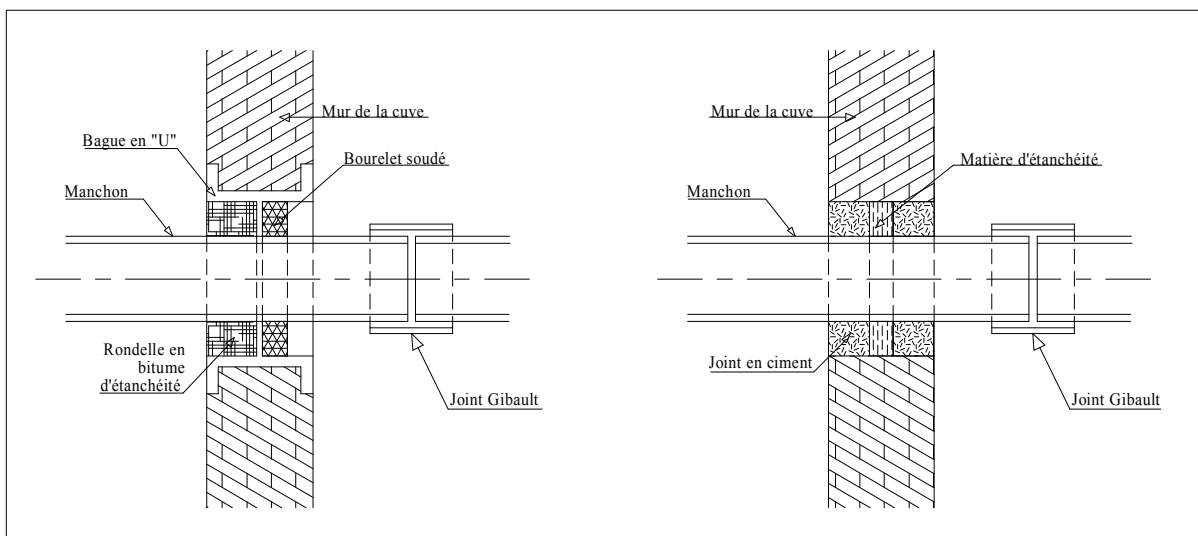


Figure III-2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

□ 2^{ème} cas : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure III-3).

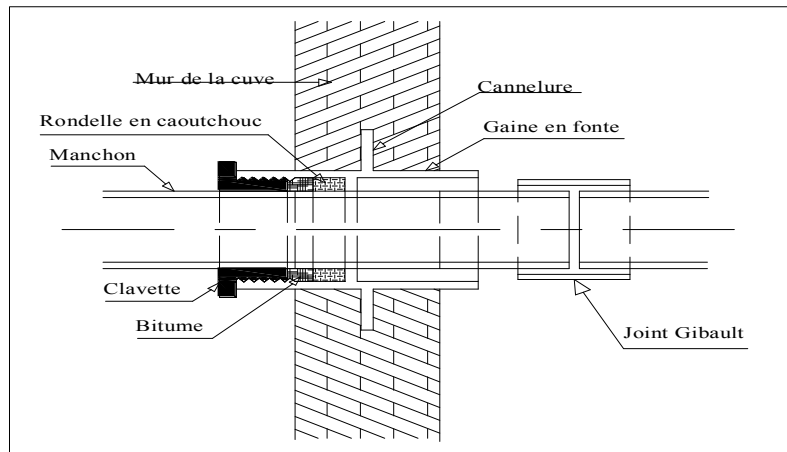
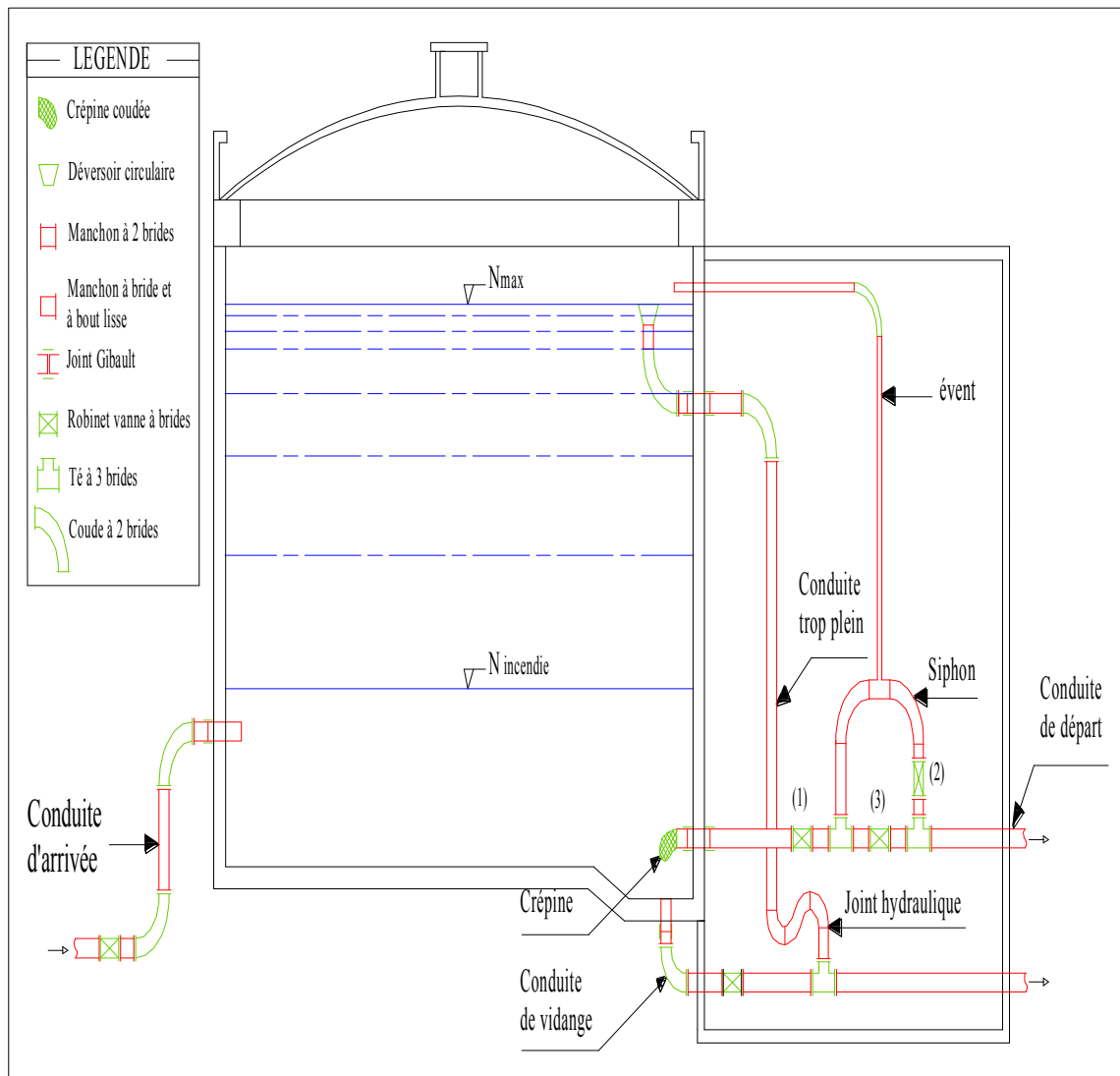


Figure III-3: Traversée des conduites (Gaine en fonte).

CONCLUSION

Dans ce chapitre on a déterminé la capacité et le dimensionnement des différents types de réservoir, qui permettent le bon fonctionnement du réseau adduction et garantissant l'alimentation en eau potable des localités au cours de la journée.

Figure-III-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré



CHAPITRE IV

ETUDE DE L'ADDUCTION

CHAPITRE IV: ETUDE DE L'ADDUCTION

INTRODUCTION

Le présent chapitre a pour objet de l'élaboration du schéma de l'adduction du Barrage aux réservoirs de distribution des centres urbains précités.

Ce chapitre sera joint des tableaux de calcul, ainsi que les profils du terrain naturel du tracé et les profils en long de l'ensemble de l'adduction.

Le but recherché dans ce chapitre est d'établir un tracé qui répandra aux recommandations de pose usuelles et permettra la plus adéquate exploitation, en prenant en considération la nature du relief très accidenté de la région d'étude.

Les ouvrages hydrauliques tel que les réservoirs tampon, brises charge et stations de pompage seront projetés pour acheminer l'eau aux réservoirs des différents centres dans les meilleures conditions de pression et vitesse; en exploitant au maximum les conditions que présente le profil des tracés des différents tronçons.

IV.1.CHOIX DU TRACE

IV.1.1.Généralités

Le but de l'étude d'adduction en eau potable à partir du barrage de KODIET ROSFA est de trouver un palliatif au déficit en eau qu'enregistrent les centres urbains se trouvant dans la partie nord de la Wilaya de TISSEMSILT, ainsi que son chef lieu de Wilaya.

Le relief de l'aire de l'étude est très accidenté. Mis à part TISSEMSILT ville, AMMARI et MAACEM qui se trouvent sur la pleine du Sersou, les autres agglomérations sont éparpillées sur le piémont du Mont de l'Ouarsenis.

Le relief très accidenté de l'aire d'étude nous oblige à emprunter les accotements des axes routiers dans la projection du trace de l'adduction vers les différents centres urbains.

IV.2. ETUDES TECHNICO-ECONOMIQUE

Dans notre étude. On est appelé à choisir une adduction mixte et cela au vu de la topographie de la zone du projet qui relie le réservoir tampon BORDJ BOU-NAÂMA et le réservoir 2*4000 de la ville de TISSEMSILT.

IV.3. DESCRIPTION GENERALE DU TRACE DE L'ADDUCTION

Le point de départ de l'adduction est la station de pompage principale « SPP », qui se trouve dans l'aire d'implantation de la station de traitement des eaux du barrage « KODIET ROSFA ».

Un tronçon prendra la direction EST-OUEST, du barrage jusqu'à au réservoir tampon de BORDJ - BOUNAÂMA

La conduite gravitaire qui sortira du réservoir tampon de BORDJ BOUNAÂMA prendra la direction Sud vers le réservoir 2 x 4000 m³ de TISSEMSILT. Elle longera la route nationale N°19 (**RN19**) en passant par les localités de TAMELAHT et LARDJEM. Elle constitue le tronçon « SUD - NORD ». Ce tronçon de la conduite d'adduction véhiculera les débits de TAMELAHT, LARDJEM, SIDI LANTRI, MAACEM, AMMARI et TISSEMSILT ville.

L'écoulement dans ce tronçon sera gravitaire jusqu'à l'intersection de la **RN19** avec le chemin de wilaya de MAACEM. A ce niveau, il sera projeté la première station de pompage (composé de deux lignes de refoulement). La première vers le réservoir de la localité de MAACEM. La deuxième constituera le prolongement du tronçon « **SUD - NORD** » vers la deuxième station de pompage qui sera implantée au niveau de l'intersection de la **RN19** avec le chemin de wilaya de AMMARI. De même, la deuxième station de pompage sera composée de deux lignes de refoulement.

La première vers le réservoir d'AMMARI et la deuxième constituera le prolongement du tronçon « **SUD - NORD** » vers le réservoir 2 x 4000 m³ de TISSEMSILT ville.

IV.4. CHOIX DE TYPE DE CANALISATION

Le choix du matériau de la canalisation est fonction du degré de l'agressivité du milieu où elle doit être posée (milieu externe) et le degré d'agressivité du fluide à véhiculer (milieu interne), la pression à supporter, le diamètre, le prix et la disponibilité sur le marché.

D'après le « chapitre 0I » Nous avons constaté que le terrain de l'aire de l'étude est très agressif, cela a été constaté sur l'état de la canalisation des réseaux existants (adduction et distribution). Cet état de fait; nous a conduit à préconiser un matériau de la canalisation résistant à cette agressivité (fonte, béton et acier enrobé avec protection cathodique). Et afin de palier à toute surprise due à l'agressivité de l'eau; On préconise une canalisation à revêtement interne en ciment.

Dans notre cas, on opte pour des conduites en FONTE DUCTILE avec un revêtement extérieure de ZINC et d'une couche de peinture bitumineuse permet de protéger la conduite pendant un temps de service assez long pour tous les tronçons du projet.

Un revêtement extérieur a pour fonction d'assurer une protection durable contre la corrosivité des sols.

La protection intérieure des tuyaux est constituée d'un mortier de ciment appliqué par centrifugation assurant:

- ▶ d'excellentes conditions d'écoulement hydraulique,
- ▶ le maintien de la qualité de l'eau potable transportée,
- ▶ une protection efficace de la paroi du tuyau.

Le choix de fonte ductile(GS), vu les avantages qu'elles présentent à savoir:

- leur résistance aux contraintes (chocs, écrasements, déplacement de terrain,..) presque des mêmes caractéristiques de l'acier,
- résistance à la corrosion et à la déformation à chaud,
- disponibilité dans le marché avec une gamme de diamètre,
- les tuyaux en fonte ductile sont conçus pour résister à des pressions élevées.
- Durée de vie importante (environs de 75 ans).

IV.5. ADDUCTION PAR REFOULEMENT

Pour les conduites de refoulement, le diamètre et la station de pompage sont liés économiquement. En effet, plus le diamètre de la conduite n'est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge et l'énergie dépensée seront importantes.

Le diamètre économique optimal pour la conduite de refoulement correspond au minimum des:

- .charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la conduite,
- .charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la station de pompage.

IV.6. ADDUCTION GRAVITAIRE

Pour les conduites gravitaires, le diamètre est dimensionné de telle sorte qu'à l'extrémité aval de la conduite, la charge résiduelle soit positive c'est-à-dire que la charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite diminuée des pertes de charge totales le long de la conduite, soit supérieure à la cote géographique à l'extrémité aval de la conduite

IV.7. CALCUL DES DIAMETRES AVANTAGEUX DE LA CONDUITE GRAVITAIRE

IV.7.1. Détermination des diamètres avantageux de la conduite principale (RTBB-SP MAACEM)

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

$$H_t = K' \frac{L_e}{D_{av}^m} Q^2 \quad (IV-1)$$

H_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_e \quad (IV-2)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_e : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

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

$$H_t = 1,15 H_{lin} = 1,15 \frac{L_g}{D_{av}^m} Q^2$$

H_t : Perte de charge totale (m) ;

H_{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

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

n : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et n sont donnés dans le tableau IV-1

Tableau IV-1: Coefficients K' , m , n pour différents types du tuyau.

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[n]{\frac{K' L_e Q^2}{H_t}} \quad (IV-3)$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $n = 2$; $m = 5,3$

IV.7.1.1. Calcul des longueurs des différents tronçons

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

Tableau IV-2: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.

TRONCONS	Débit (m3/s)	Longueur géométrique(m)	Longueur équivalente (m)
Du Réservoir Tampon au Piquage "PI" de TAMELAHT	0,599	3914	4501,1
Du Point de Piquage "PI" de TAMELAHT au Point de Piquage "P2" de LARDJEM	0,59	11977	13773,55
Du Point de Piquage "P2" de LARDJEM au Point de Piquage "P3" de SIDI LANTRI	0,549	3074	3535,1
Du Point de Piquage "P3" de SIDI LANTRI à la Première Station de Pompage	0,541	6267	7207,05

IV.7.1.2. Les caractéristiques des différents points

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

Tableau IV-3: Les côtes du terrain s des différents points de l'adduction.

Point	Cote de terrain naturel (m)
RTBB	1054,43
« P1 » TAMELAHT	716,04
« P2 » LARDJEM	605,72
« P3 » SIDI LANTRI	574,59
Bâche de reprise «SP MAACEM »	644

IV.7.1.3. Calcul de la charge disponible

Pour calculer la charge disponible on prend toujours le point le plus défavorable, dans notre cas la bâche d'eau de station de pompage MAACEM est le point le plus défavorable.

DONC :

$$H_d = CTP_{RTBB} - CTP_s = 1054,43 - 644 = 409,43 \text{ m}$$

IV.7.1.4. Calcul du gradient hydraulique (I):

$$I = \frac{H_d}{L_{eq}} = \frac{409,43}{29016,8} = 0,014 \text{ m/m}$$

IV.7.1.5. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante:

$$D_{avi} = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot L \cdot i^* \cdot Q^2}{H_i}}$$

Avec

$$H_i = J^* \cdot L$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $m = 2$; $m = 5,3$

$\square H_i$: Perte de charge totale du tronçon (i) en m;

L_i : Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

n : Exposant tenant compte du régime

d'écoulement ; m : Exposant tenant compte du type du matériau **La vitesse d'écoulement**

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

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

$$\frac{Q}{S} = V \quad \text{Ainsi: } V = \frac{Q}{S} \quad (IV-4)$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV-4: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.

TRONCONS	Débit (m3/s)	Longueur géométrique(m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	ΔHi(m)	D _{calculé}
RTBB-P1	0,599	3914	4501,1	0,014	63,02	559
P1-P2	0,59	11977	13773,55	0,014	192,83	556
P2-P3	0,549	3074	3535,1	0,014	49,5	541
P3-SP1	0,541	6267	7207,05	0,014	100,9	538

IV.7.1.6. Normalisation des diamètres avantageux

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV-5: Diamètres normalisé pour les tronçons de l'adduction.

TRONCONS	Débit (m3/s)	D (mm)	V (m/s)
RTBB-P1	0,599	700	1,56
P1-P2	0,59	700	1,53
P2-P3	0,549	700	1,43
P3-SP1	0,541	700	1,41

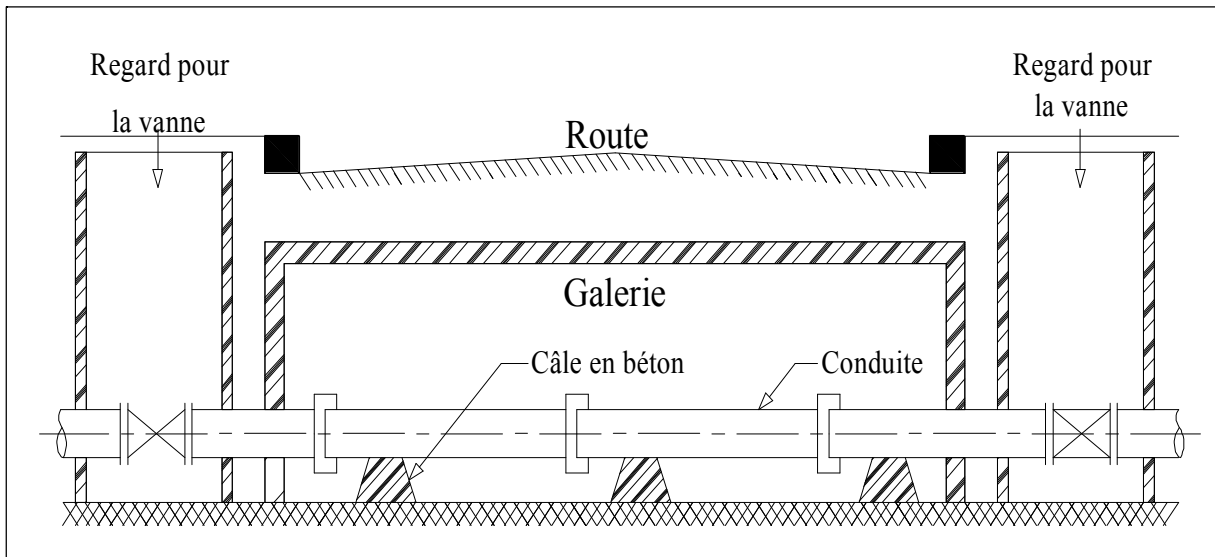


Figure VIII.1.4. : Pose de canalisation en galerie

VIII.1.4. Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

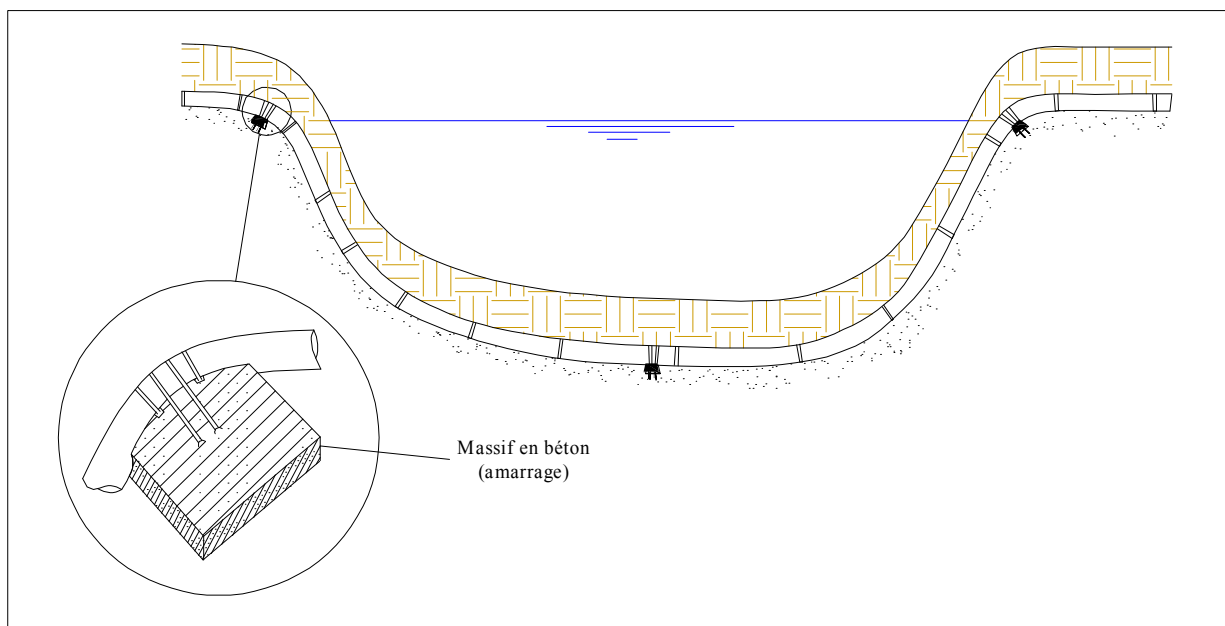


Figure VIII.1.5.: traversée d'une rivière

VIII.1.5. Assemblage par emboîtement : Il est fortement recommandé de procéder à l'assemblage de deux tuyaux en insérant le bout uni du tuyau dans la tulipe du tuyau posé précédemment (la tulipe est toujours positionnée dans la direction de l'avancée du chantier de pose).

- a) **Nettoyage des tulipes :** nettoyer soigneusement l'intérieur de la tulipe, et particulièrement dans la gorge du joint, en enlevant éventuellement les résidus de peinture, en s'aidant des ustensiles prévus pour cette opération.
- b) **Positionnement de la bague de joint :** plier la bague de joint en forme de cœur et la positionner dans sa gorge, en s'assurant que le joint soit correctement installé et de façon

uniforme sur toute la périphérie de la tulipe .

- c) **Application de la pâte lubrifiante** : appliquer une mince couche de pâte lubrifiante sur la bague de joint une fois installée et l'étendre uniformément sur la surface externe de joint.
- d) **Nettoyage du bout uni de la partie lisse du tuyau** : nettoyer avec soin l'extrémité lisse du tuyau à emboîter, en enlevant les incrustations ou aspérités éventuelles.

Vérifier que l'extrémité chanfreinée soit parfaitement circulaire.

Vérifier que la profondeur de pénétration soit bien indiquée, dans le cas contraire, marquer l'extrémité lisse d'un trait à la craie pour une distance égale à la profondeur de la tulipe moins 5 à 10 cm (distance nécessaire pour éviter la continuité électrique entre deux tuyaux et permettre d'effectuer une déviation angulaire).

- e) **Assemblage entre deux tuyaux** : Emboîter l'extrémité lisse en exerçant une poussée et en s'assurant qu'elle soit bien centrée. Corriger les défauts éventuels en modifiant l'appui du tuyau sur le fond de la tranchée.

Pour exercer cet effort de poussée sur le joint, il existe différentes méthodes à utiliser : un levier, un tir for, le godet de la pelle excavatrice

Pour utiliser le godet de la pelle en effort de poussée, il est nécessaire de positionner une cale en bois entre le godet et la tulipe du tuyau à emboîter pour ne pas risquer d'endommager ou d'érafler le tuyau. L'opération doit se faire lentement et avec précaution, en particulier dans la phase initiale de l'effort de poussée pour permettre à la bague de joint de se déformer naturellement à l'emboîtement.

Une fois l'emboîtement terminé, il faut toujours vérifier sur la périphérie de la tulipe et à l'aide d'une jauge, que la bague de joint est correctement positionnée dans son logement.

VIII.1.6. Les déviations angulaires [7]

Les bagues de joint d'étanchéité des tuyaux et des raccords automatique autorisent une déviation angulaire dont les valeurs sont reprises dans le tableau ci-après.

Cette << souplesse >> du joint dans l'assemblage entre deux tuyaux permet à la conduite de tracer de grandes courbes , mais aussi d'adapter la conduite aux modifications du tracé qui sont parfois nécessaires au moment de la pose , en outre , cette flexibilité entre deux tuyaux permet une plus grande élasticité de la conduite , ce qui est très utile lorsque la conduite enregistre des mouvements de terrain ou lors de secousses sismiques .

Tableau VIII.1. Les déviations angulaires de conduites autorisées.

DN	DEVIATION ANGULAIRE AUTORISEE a degré	RAYON DE COURBURE CIRCONSCRIT R m	DEPLACEMENT EXTREME S cm
60-150	5	69	52,3
200-300	4	86	41,9
350-600	3	115	31,4
700-800	2	172	20,9

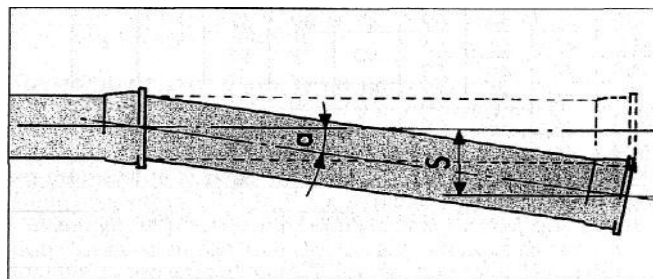


Figure VIII.1.6. Les déviations angulaires des conduites.

VIII.2. ACCESSOIRES

Sans parler des joints et des pièces spéciales (coudes, tés, cônes, raccords, croix, réductions,...), les organes accessoires des conduites d'adduction sont les suivants : robinets-vannes, les ventouses et les clapets de retenue.

Installation de ces différents accessoires à pour but :

- Assurer un bon écoulement,
- Régulariser les pressions et mesurer les débits,
- Protéger la canalisation,
- Soutirage des débits.

VIII.2.1. Robinets vannes [8]

Les robinets-vannes sont les plus utilisés car ils présentent l'avantage d'une ouverture et d'une fermeture lentes (limitation des coups de bélier): l'ouverture se fait à l'aide d'une lentille, en forme de coin, qui remonte par une vis tournant dans un écrou qui est fixé à cette lentille.

Pour définir une vanne, il est nécessaire de connaître les éléments suivants :

- Type de vanne (à opercule, à soupape, à papillon, etc...)
 - La pression nominale de conception
 - Le raccordement (à visser, à brides, à souder)
 - La matière (en fonction du fluide, en raison de la compatibilité des matériaux)
 - L'actionnement (manuel, ou motorisé)
 - La norme de construction (qui définira les encombrements, le dimensionnement des brides éventuelles)
- **Catégories de vannes :**

On peut ranger les vannes dans différentes catégories, selon leurs caractéristiques :

- par la taille : depuis le simple petit robinet jusqu'à la très grosse vanne de régulation du débit d'arrivée d'eau dans une centrale hydroélectrique ;
- par la fonction : vanne régulatrice de débit, vanne de purge, vanne d'arrêt, etc. ;
 - par le principe d'obstacle au débit employé : vanne papillon, vanne à opercule, vanne à boisseau conique, vanne à boisseau sphérique, vanne trois-voies, vanne guillotine, etc. ;
- par le système de commande : manuelle, électrique (on parle alors d'électrovanne), hydraulique, pneumatique, etc.

En particulier, les principaux types de vannes sont :

1. vanne à opercule ou à passage direct
2. vanne à clapet ou robinet à soupape
3. la vanne à boule ou à boisseau sphérique
4. vanne à boisseau conique
5. vanne papillon
6. vanne guillotine
7. vanne à piston
8. vanne à cage
9. vanne à membrane
10. vannes spéciales

a) Robinet vanne à coin (à opercule) : Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

Ce type de vanne est utilisé généralement à la côté aval de chaque pompe, à l'entrée des réservoirs, à la côté d'aspiration de chaque pompe, est elle est préférable de le installer à chaque 400 m de la conduite gravitaire et de refoulement



Figure VIII-2-1: Robinets vanne à opercule

b) Vannes papillons : ce sont des vannes à survitesse, peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge. Généralement utilisé à la sortie des réservoirs.



Figure VIII-2-2 : Robinets vanne papillon

VIII.2.2. Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VIII.2.3. Ventouses

Il existe deux types de ventouse :

- a) **ventouse simple** : assure le dégazage des conduites à haute pression.
- b) **ventouse à deux orifices** réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré, le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc.

Ces appareils se placent au niveau des point hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment du remplissage, soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

Dans les ventouses il est nécessaire de respecter des rapports d'ouverture de l'orifice et de diamètre de l'adduction. La ventouse s'ouvrant en grand instantanément (dès que la bille se décolle) et se fermant avec quasiment la même rapidité, le risque de coup de bélier est importante. Il est donc conseillé un rapport de 1/50 entre la section de la purge et la section de l'adduction.

Ceci est moins vrai pour les purges manuelles équipées d'un simple robinet dont la fermeture et l'ouverture très progressives de l'orifice de purge évitent ainsi les risques de coup de bélier. Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.



a- ventouse à trois fonctions
(Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air)



b- ventouse à fonction unique
(Évacuation des poches)

Figure VIII-2.3: Différentes types des Ventouse

VIII.2.4. By-pass

Le by pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VIII.2.5. Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Les crépines sont installées dans chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VIII.2.6. Joints de raccordement [8]

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont :

- le joint automatique;
- le joint gibault;
- le joint verrouille;
- les joints mécaniques;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

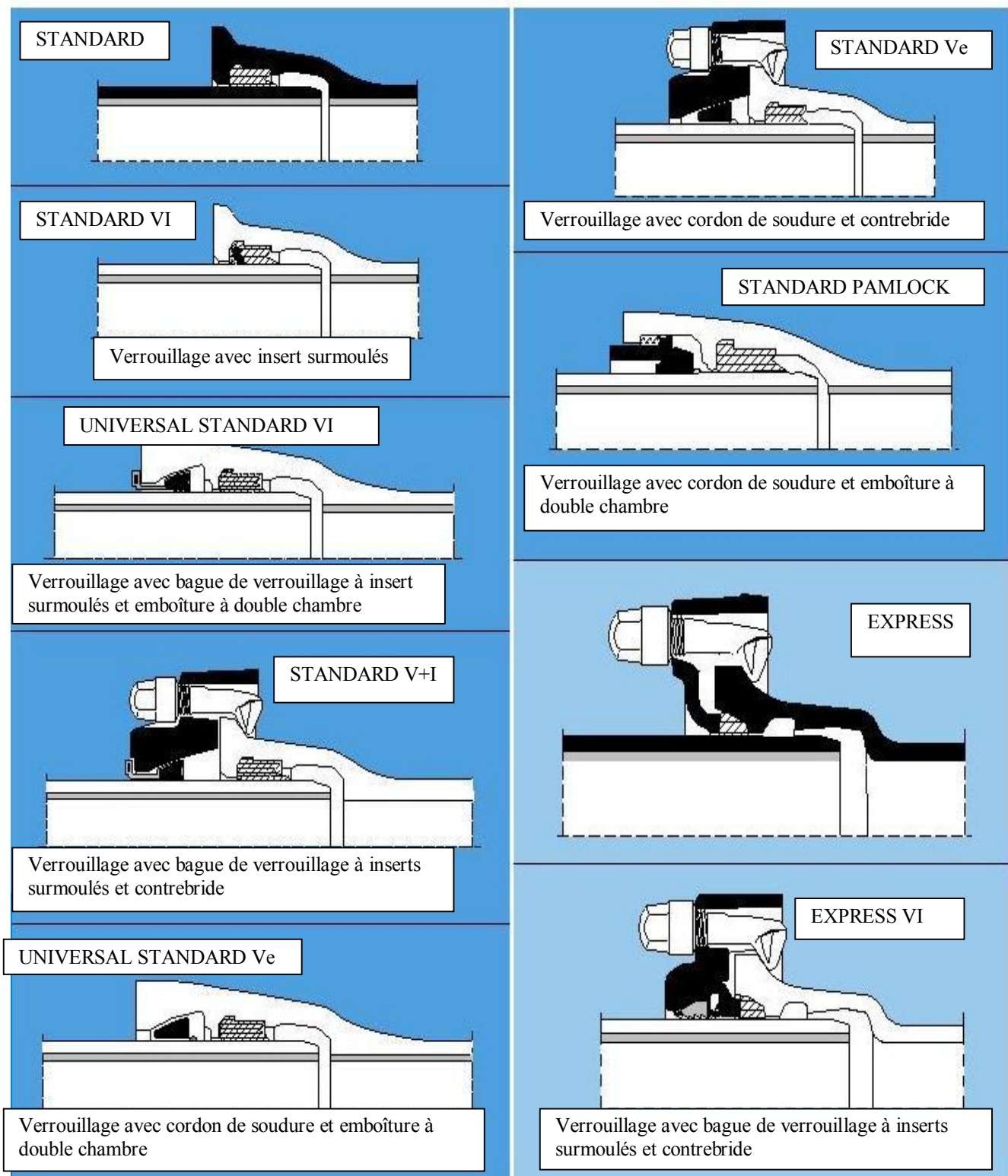


Figure VIII.2.4 : les différents type des joints verrouillé et à bride.

VIII.2.7. Organes de mesure

a) Mesure de débit

Il est important de connaître, par mesure des débits, le volume total envoyé dans un réseau de distribution: refoulé par une station de pompage, fourni par une station de traitement, donné par un forage, une source ou encore un réservoir. Ceci est, en effet, essentiel pour la bonne gestion d'un réseau de distribution.

La mesure des débits importants peut être réalisée par plusieurs moyens: le tube de Venturi, le diaphragme, la tuyère, le compteur à hélice (ou moulinet), le tube de Pitot, le déversoir à mince paroi, le compteur à induction (ou électromagnétique),



Débitmètre électromagnétique

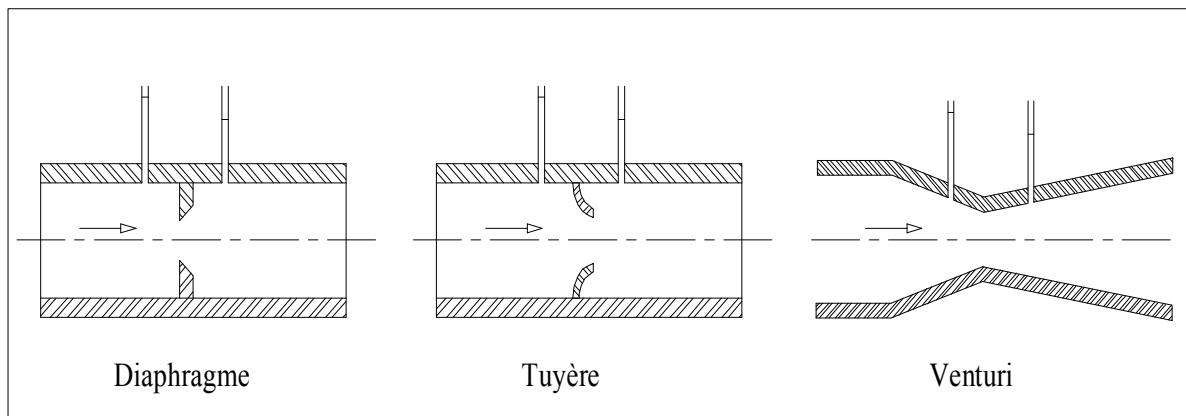


Figure VIII.2.5 : Les différents types des débitmètres.

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés pour mesurer la pression sont :

- a) Les différents types de manomètre,
- b) Les capteurs de pression électromagnétique.

- **Le manomètre à tube de Bourdon** : Les manomètres à tube de Bourdon sont utilisés pour la mesure de pressions positives ou négatives de fluides gazeux ou liquides, à condition que ceux-ci ne soient ni hautement visqueux. Les étendues de mesure s'étalent sur toutes les plages de 0,6 bar à 4 bars. Pour les étendues jusqu'à 40 bars inclus on utilise normalement la forme en arc et à partir de 60 bars la forme hélicoïdale. Les appareils sont fabriqués avec le raccordement vertical ou arrière. Il convient de les protéger contre les risques de surpression ou de dépassement d'échelle.



Figure VIII.26. : Le manomètre à tube de Bourdon

VIII.3. ORGANES DE RACCORDEMENT

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement ;
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;

Le changement de direction de la conduite.

VIII.3.1. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les

deux types de coude se présentent avec un angle de : $\frac{1}{8}$ (90°), $\frac{1}{16}$ (45°), $\frac{1}{16}$ (22°30'), $\frac{1}{32}$ (11°15').

VIII.3.2. Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

VIII.3.3. Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

VIII.3.4. Les manchons

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

CONCLUSION

Pour notre projet nous avons une adduction à diamètre variable, donc la hauteur et la largeur de la tranchée seront variables suivant le tracé des canalisations.

Dans le cas de traversé des rivières la réalisation des amarrages est indispensables.

Les différents accessoires qui seront installée sont :

- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- Les vannes de décharge au point bas de canalisation.
- Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- Les vannes survitesse (à papillon) à chaque sortie de réservoirs.
- Les vannes à opercule (à fermeture lente) à chaque entré de réservoir et la coté aval des pompes.
- Les joints GIBAULTS à chaque sortie de réservoir, et de préférable à proximité de chaque organe (les vannes, ventouse,....)
- Les joints élastomères (caoutchouc) pour le raccordement entre deux conduites.
- Les manomètres à chaque côté amont et aval des pompes.
- un débitmètre a la partie aval des pompes (coté de refoulement).

CHAPITRE IX

TRAITEMENT DES EAUX POTABLES.

CHAPITRE IX : TRAITEMENT DES EAUX POTABLES.

INTRODUCTION

Une eau potable est une eau qu'on peut boire sans risque pour la santé. Afin de définir précisément une eau potable, des normes (AFNOR, OMS...) ont été établies.

Ces dernières fixent notamment les teneurs limites à ne pas dépasser pour un certain nombre de substances nocives et susceptibles d'être présentes dans l'eau. Le fait qu'une eau soit conforme aux normes, c'est-à-dire potable, ne signifie donc pas qu'elle soit exempte de matières polluantes, mais que leur concentration a été jugée suffisamment faible pour ne pas mettre en danger la santé du consommateur.

IX.1. CARACTERISATION DE L'EAU POTABLE [4]

Les principales caractéristiques d'une eau potable sont les suivantes :

- **Température** : Il est important de connaître la température d'une eau puisque les équilibres physiques et chimiques en solution aqueuse en dépendent: la solubilité des sels et surtout des gaz, la dissociation des sels dissous et par là même la conductivité électrique, le pH. L'eau distribuée ne doit pas dépasser **25°C** au delà, les risques de contaminations bactériennes et virales augmentent.
- **pH** : L'eau peut être soit acide, soit neutre, soit alcaline mais pour une eau potable, on considère les valeurs comprises entre 7 et 8,5 comme acceptable et comme limites extrêmes les valeurs **6,5** et **9**.
- **Turbidité** : La turbidité est due à la présence de matières en suspension (argiles, plancton, débris organiques...). Elle est mesurée à l'aide d'un turbidimètre. Les unités généralement utilisées sont :
 - Unité JTU (Jackson Turbidity Unit)
 - Unité FTU (Formazine Turbidity Unit)
 - Unité NTU (Nephelometric Turbidity Unit)

L'eau potable ne doit pas dépasser **1NTU**.

- **Couleur** : La couleur de l'eau peut provenir de substances minérales comme le fer ou le manganèse et/ou de substances organiques. Les substances organiques comprennent généralement des algues, des protozoaires et des produits naturels provenant de la décomposition de la végétation (substances humiques, tanins, lignine). Il ne faut pas confondre couleur et turbidité.
- **Odeur** : Dans l'eau, diverses molécules sont responsables des odeurs. Elles proviennent essentiellement de la dégradation des composés azotés ou soufrés : amines, ammoniac. Mais la molécule qui pose le plus de problème est généralement l'hydrogène sulfuré (H_2S), qui possède une odeur caractéristique d'œuf pourri.
- **Saveur** : La saveur de l'eau est due à de nombreuses molécules et ne révèle pas si l'eau est polluée ou non mais c'est l'une des principales préoccupations formulées par les utilisateurs à l'égard de l'eau qui leur est fournie.
- **conductivité électrique** : La conductivité électrique d'une eau est la conductance d'une colonne d'eau comprise entre deux électrodes métalliques de 1cm^2 de surface et séparées l'une de l'autre de 1cm. Etroitement liée à la concentration des substances dissoutes et à leur nature, elle varie de quelques $\mu\text{S}/\text{cm}$ à environ $3000\mu\text{S}/\text{cm}$. Une eau de bonne qualité a, à une température de 20°C , une conductivité inférieure ou égale à $400\mu\text{S}/\text{cm}$.
- **Taux alcalimétrique complet TAC** : Le taux alcalimétrique complet traduit l'alcalinité d'une eau. Il permet de connaître la quantité d'hydroxydes, de carbonates ou d'hydrogencarbonates. La connaissance de la valeur de ce paramètre est essentielle pour

l'étude de l'agressivité d'une eau. Le TAC est exprimé en degrés français (°F) ou en milliéquivalent par litre avec la correspondance suivante :

1°F = 0,2 méq/l. Le TAC d'une eau potable ne doit pas être inférieur à **2,5°F**.

- **Taux hydrométrique TH** : Le taux hydrométrique correspond à la quantité des ions calcium Ca^{2+} et magnésium Mg^{2+} présents dans l'eau, ce paramètre nous renseigne sur la dureté d'une eau. Le TH est exprimé en degrés français avec 1°F = 10 mg/l de carbonate de calcium CaCO_3 . Le tableau suivant donne la qualité d'une eau en fonction de la valeur du TH.

Tableau IX.1 : Qualité de l'eau en fonction de la valeur du TH

Eau	Eau douce	Eau calcaire	Eau dure
TH (°F)	0 à 15	15 à 25	Au-delà de 25

- **Indice permanganate** : L'indice permanganate ou oxydabilité au permanganate de potassium est défini comme étant la quantité de matières organiques oxydables présentes dans l'eau. Il est exprimé en milligrammes d'oxygène par litre d'eau. Pour les eaux potables l'indice permanganate doit être de **5mg/l**.
- **Carbone organique total COT** : Le carbone organique total est la quantité de carbone du à la présence de matières organiques dans l'eau. L'origine de ces matières est liée aux activités industrielles, agricoles ainsi qu'aux activités naturelles (substances humiques). Les directives relatives à la qualité des eaux destinées à la consommation humaine imposent des teneurs en COT ne dépassant pas **2mg/l**.
- **Oxygène dissous** : C'est la quantité d'oxygène, exprimée en mg/l, présent dans l'eau. L'eau saturée d'air, à 20°C et sous la pression normale contient **9,1mg/l** d'oxygène. Les directives concernant l'eau destinée à la consommation préconisent que les niveaux d'oxygène dissous soient maintenus aussi près que possible de la saturation.
- **Résidus secs** : Ce sont les solides dissous et les solides en suspension qui restent après évaporation à 105°C.
- **Matières en suspension MES** : La mesure des matières en suspension fournit la quantité de substances non dissoutes présentes dans l'eau.

IX.2. PROCÉDES DE TRAITEMENT DES EAUX DE SURFACE

Les étapes de traitement physico-chimique d'une eau brute sont les suivantes :

- | | |
|--|----------------|
| 1-le prétraitement : dégrillage, dessablage. | 5-décantation |
| 2-préoxydation | 6-filtration |
| 3-coagulation | 7-désinfection |
| 4-floculation | |

IX.2.1. le prétraitement

Il comporte de dégrillage et dessablage et qui a pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, sable et particules minérales plus ou moins fines pour éviter les dépôts, protéger les tamis, pompes et d'autres appareils contre l'abrasion, éviter les surcharges des stades de traitement suivants.

IX.2.2. préoxydation

Ce procédé est pratiqué en début de traitement et a pour plusieurs objectifs à savoir :

- élimination de l'azote ammoniacal
- élimination de fer et du manganèse en les transformer en hydroxydes insolubles facilement séparables par filtration et décantation

- élimination de la couleur
- amélioration de la clarification
- lutte contre la prolifération d'organisme comme les algues qui ne sont pas pathogènes mais qui nuisent au bon fonctionnement des décanteurs et des filtres.

IX.2.3 .Coagulation

La coagulation est le phénomène de déstabilisation des particules colloïdales, consistant en la neutralisation de leurs charges électriques, par addition de réactifs chimiques appelés coagulants, généralement des sels métalliques (de fer et d'aluminium). Elle permet de supprimer les répulsions intercolloïdales : Les cations métalliques se lient aux colloïdes et les neutralisent, ce qui permet la rencontre de ces derniers.

Les coagulants utilisés

Les principaux coagulants utilisés pour déstabiliser les particules colloïdales et pour produire un floc sont :

- Le sulfate d'aluminium $Al_2(SO_4)_3$;
- L'aluminate de sodium $NaAlO_2$;
- Le chlorure d'aluminium $AlCl_3$;
- Le chlorure ferrique $FeCl_3$;
- Le sulfate ferrique $Fe_2(SO_4)_3$;
- Le sulfate ferreux $FeSO_4$;
- Le sulfate de cuivre $CuSO_4$;
- La chaux $Ca(OH)_2$.

IX.2.4. Floculation

Après avoir été déstabilisées par le coagulant, les particules colloïdales s'agglomèrent lorsqu'elles entrent en contact. C'est le phénomène de floculation. L'agglomération des colloïdes est favorisée soit par floculation péricinétique définie comme étant la différence de vitesse des particules appelé mouvement brownien soit par floculation orthocinétique qui est une agitation mécanique de l'eau.

IX.2.4.1.Mise en œuvre de la coagulation-floculation

Deux paramètres doivent être pris en considération lors du dimensionnement d'un traitement de coagulation-floculation : la quantité des réactifs à ajouter et la vitesse d'agitation du milieu réactionnel. Ces paramètres sont à déterminer en fonction de l'eau traitée.

IX.2.4.2.Le jar-test

La détermination de ces grandeurs au laboratoire est réalisée par un appareil appelé jar-test, il consiste en une rangée de béchers alignés sous un appareillage qui permet de les agiter tous à la même vitesse. Les différents béchers ayant reçu une dose différente de réactif et à la fin de l'expérience, on détermine quels sont les couples quantité de réactif / vitesse et temps d'agitation qui permettent d'obtenir l'eau la plus limpide, les floes les plus gros et les mieux décantés. Concernant la vitesse d'agitation, on sait que la coagulation nécessite une vitesse d'agitation plutôt rapide afin de permettre la rencontre des colloïdes et des cations métalliques alors que la floculation une vitesse relativement faible afin de favoriser l'agrégation des colloïdes sans détruire les floes déjà formés.

IX.2.5. Décantation

La décantation est un procédé de séparation des matières en suspension et des colloïdes rassemblés en floc suite à l'étape de coagulation-floculation. Si la densité de ces floes est supérieure à celle de l'eau, ceux-ci décantent grâce à la force de gravité. Dans le cas contraire, les particules flottent à la surface de l'eau.

Toute particule présente dans l'eau est soumise à trois forces : la force de pesanteur qui permet la chute de cette particule et la force de frottement due à la traînée du fluide qui s'oppose au mouvement de chute et poussée d'Archimède.

Stokes a établi une loi qui permet de calculer la vitesse de chute d'une particule dans l'eau :

$$\text{-----} \quad (IX-1)$$

avec

g : accélération gravitationnelle

V_p : vitesse de chute de la particule

ρ_p : masse volumique de la particule

ρ_{eau} : masse volumique de l'eau

d : diamètre apparent de la particule

u : viscosité dynamique de l'eau

L'équation de STOCKS décrit à la particule sphérique ayant un diamètre situé entre 0,1 et 0,001 mm, dans un régime laminaire (R<1).

IX.2.6. Filtration

La filtration est un procédé qui permet de clarifier une eau contenant des solides en suspension en la faisant passer à travers un milieu poreux ou média filtrant constitué d'un matériau granulaire. La filtration, généralement précédée des traitements de coagulation-floculation et de décantation, permet d'obtenir une bonne élimination des bactéries, de la couleur, de la turbidité et certains goûts et odeurs. Les matériaux utilisés pour la filtration doivent être composés de granulés inertes non adhérents les uns aux autres, insolubles, inattaquables ni par l'eau filtrée ni par les solides retenus et résistants aux phases de lavage.

IX.2.6.1. Filtration lente

La filtration lente a pour but le traitement de eaux de surface sans décantation ni coagulation préalable. La coagulation des particules colloïdales est réalisée par des enzymes sécrétées par des algues et des micro-organismes qui se fixent sur le sable. La filtration lente donne de très bons résultats de clarification si l'eau est peu chargée en matières en suspension et que la vitesse de filtration est faible. Néanmoins, dès que l'eau devient chargée, ce procédé s'avère inefficace.

IX.2.6.2. Filtration rapide

La filtration rapide s'effectue à des vitesses très importantes qui peuvent atteindre 50 m/h. Il existe trois modes de filtration rapide :

1. filtration directe, où l'eau ne subit aucun apport de réactif ;
2. filtration avec coagulation de l'eau non décantée au préalable ;
3. filtration de l'eau coagulée et décantée ;

IX.2.6.3. Colmatage des filtres

L'écoulement de l'eau à travers un média filtrant entraîne une perte d'énergie, due au frottement des particules de sable et des substances contenues dans l'eau, elle est mesurée par la perte de charge ou chute de pression, que subit l'eau.

Quand le lit est propre, la perte de charge est liée à la perméabilité du lit filtrant selon la loi de Darcy :

$$Q = \text{-----} \quad (IX-2)$$

Q : Débit de l'eau,

A : Aire de la couche filtrante,

ΔH : Chute de la pression à travers la couche filtrante,

L : Epaisseur de la couche filtrante,

K : Coefficient de perméabilité.

IX.2.6.4. Lavage des filtres

Lorsque la perte de charge ou la turbidité de l'eau atteignent des valeurs maximales, on procède au lavage des filtres en injectant de l'eau par le fond, le milieu filtrant prend alors de l'expansion et libère les particules arrêtées par le filtre. Ces particules, moins denses que les grains de sable, sont aisément entraînées vers les goulottes de lavage. Il est important de rappeler que si l'eau de lavage est injectée brusquement dans un filtre, la couche de sable peut être soulevée au-dessus de la couche de gravier, ce qui provoque le déplacement de ce dernier.

Il existe deux modes de lavage des filtres :

c) Lavage à l'eau et à l'air

On injecte simultanément de l'air et de l'eau par le fond du filtre, l'eau entraîne les impuretés vers les goulottes de lavage alors que l'air assure un brassage suffisant pour décoller ces impuretés.

d) Lavage à l'eau seule

Lorsqu'on lave un filtre à l'eau seule, le brassage est assuré par des laveurs de surface, qui peuvent être soit fixes ou rotatifs. Chaque type de laveur envoie de jets de 3mm de diamètre faisant un angle de 15 à 30° avec l'horizontale.

IX.2.7. Désinfection

La désinfection est un traitement visant à éliminer les micro-organismes pathogènes, les bactéries et les germes présents dans l'eau. En potabilisation des eaux, la désinfection est assurée par des oxydants chimiques tels que le chlore Cl₂, le dioxyde de chlore ClO₂, l'ozone O₃, et dans certains cas par un procédé physique comme le rayonnement Ultra Violet.

IX.2.7.1. Principe de désinfection : Le taux de destruction des micro-organismes par un désinfectant est lié à plusieurs paramètres : concentration du désinfectant, temps de contact, nombre et type des micro-organismes à éliminer, température et PH de l'eau. Il n'existe pas de loi mathématique qui permet de calculer le taux de destruction des micro-organismes en tenant compte de tous ces paramètres. C'est pourquoi, on doit d'abord effectuer des mesures au laboratoire avant d'opter pour une désinfection quelconque puis procéder à des vérifications concernant l'eau à traiter afin de déterminer la concentration du désinfectant à appliquer.

IX.2.7.2. Choix du désinfectant

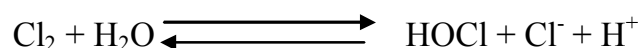
Le désinfectant à utiliser est choisi en fonction des caractéristiques et la destination de l'eau à traiter et le type de micro-organismes à éliminer. En général, la désinfection se fait à l'aide du chlore car il présente plusieurs avantages, mais dans certains cas, il peut s'avérer insuffisant pour éliminer certains micro-organismes très résistants comme les virus et les protozoaires. Afin de remédier à ces carences, on utilise le dioxyde de chlore ou l'ozone qui toutefois, présentent l'inconvénient d'être instables.

a) Désinfection par le chlore

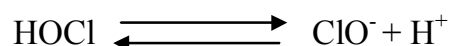
Les produits les plus utilisés pour obtenir une désinfection des eaux par le chlore sont : le chlore gazeux Cl₂, l'hypochlorite de sodium NaOCl, l'hypochlorite de calcium Ca(OCl)₂ et le dioxyde de chlore ClO₂. Le chlore gazeux est le plus utilisé pour le traitement des eaux destinées à la consommation humaine.

Le chlore réagit rapidement dans l'eau pour former de l'acide hyperchloreux HOCl, qui est le Produit actif dans la désinfection.

La réaction du chlore gazeux dans l'eau se fait selon l'équation suivante :



qui est suivie de la réaction secondaire :



L'effet bactéricide du chlore étant plus grand lorsqu'il se trouve sous la forme HOCl, il est donc plus efficace dans un milieu acide qu'en milieu alcalin.

IX.3. ADSORPTION SUR CHARBON ACTIF

Le charbon actif fait partie d'une gamme de substances présentant une très grande porosité et une surface spécifique importante de l'ordre de 500 à 1500m² par gramme de charbon. Ces qualités confèrent au charbon actif un grand pouvoir d'adsorption. L'adsorption sur charbon actif est utilisée dans le traitement des eaux potables pour fixer les matières organiques dissoutes, les pesticides et pour éliminer le carbone organique dissous

IX.3.1. Phénomène d'adsorption

L'adsorption sur charbon actif peut être définie comme la transformation de la phase liquide contenant la matière organique en phase solide avec rétention des solutés à la surface du charbon actif.

Ce processus comporte plusieurs étapes :

- Transfert de la particule de la couche externe d'hydratation vers la couche interne.
- Déplacement de l'eau liée jusqu'au contact du charbon.
- Diffusion à l'intérieur du charbon actif sous l'influence du gradient de concentration.
- Adsorption dans les micropores du charbon actif.

Le niveau d'activité de l'adsorption est basé sur la concentration de la substance dans l'eau, la température et la polarité de la substance. Une substance non polaire (soluble dans l'eau) ne peut pas ou est très mal supprimée par le charbon actif, alors qu'une substance polaire peut être totalement supprimée par le charbon actif. L'adsorption est moins efficace contre les solvants polaires et les composés chlorés avec une faible charge moléculaire

IX.3.2. Isotherme d'adsorption : c'est la courbe donnant la relation entre la quantité adsorbée par unité de charbon actif et la concentration d'impuretés en solution.

$$J/m=f(C) \quad (IX-3)$$

$$j= (C_0-C) B \quad (IX-4)$$

Avec :

C_0 : concentration initiale des impuretés (mg/l),

C : concentration finale (mg/l),

B : masse d'impuretés adsorbée (mg),

M : masse de charbon actif utilisé (mg)

On distingue 3 isothermes :

- Isotherme de langmuir,
- Isotherme de frendlich,
- Isotherme de BET (Brunauer Emmett-Teller).

IX.3.3.Charbon actif en poudre (CAP)

Le CAP est injecté dans le bassin de floculation, il joue un double rôle :

- Aide floculant,
- Adsorbant.

Comme ça on peut augmenter l'efficacité de coagulation, floculation et la filtration, permet de diminuer le goût et l'odeur, le CAP est préparé sous forme de suspension avec une concentration inférieure à 10 g/m³.

L'inconvénient lorsque la concentration dépasse 50 g/m³ devient coûteux, on plus de ça n'est pas régénérable.

La CAP est utilisé dans le cas d'une pollution accidentaire.

IX.3.4.Charbon actif en grains (CAG)

Le charbon actif en grains est utilisé pour l'élimination des micropolluants organiques et de la matière organique. L'élimination du carbone organique dissous fait appel aux phénomènes

d'adsorption et de biodégradation, elle est rendue possible par la présence d'une biomasse colonisatrice de la surface du charbon.

En outre, le charbon actif en grains permet la nitrification de l'ammonium, la réduction des oxydants chlorés et de certains sous-produits de désinfection.

Le charbon actif en grains est placé en deuxième étage de filtration en aval du sable. Sa hauteur est comprise entre 1 et 2m avec des vitesses de filtration variant de 8 à 15m/h. le lavage des filtres à charbon actif est similaire à celui des filtres à sable, néanmoins il faut prévoir une hauteur de garde suffisante entre le niveau supérieur du matériau et les goulottes d'évacuation des eaux sales à cause de l'expansion du charbon

IX.3.5. Régénération du charbon actif

Comme le charbon actif est un produit très coûteux, il n'est pas intéressant de remplacer le charbon actif saturé. Donc, la régénération s'impose comme solution alternative.

- **Régénération thermique** : par un chauffage à 800°C, il conduit à des pertes de charbon actif.
- **Régénération biologique** : grâce à un filtre biologique.

IX.4. EQUILIBRE CALCO-CARBONIQUE

Toutes les eaux contiennent en quantité plus ou moins importante, de l'acide carbonique, des ions hydrogénocarbonates et carbonates. Toutes ces espèces chimiques sont interdépendantes, il s'agit de l'équilibre calco-carbonique. Ce dernier permet de caractériser les phénomènes de corrosion ou d'entartrage dans les réseaux de distribution.

Le comportement d'une eau dépend du fait qu'elle soit ou non équilibrée, celle qui est entartrant ou incrustante provoque le colmatage des canalisations par dépôt calcaire et celle qui est agressive ou corrosive attaque la couche calcaire des tuyaux et par la suite, la paroi des conduites. Les eaux peuvent donc être classées en fonction de la valeur de leur pH par rapport à leur pH de saturation suivant les indices :

1) Indice de LANGELETT : $IL = PH - PHS$

- SI : $IL > 0$ l'eau est incrustante
 $IL < 0$ l'eau est agressive.

2) Indice de RYZNARD : $IR = 2PHS - PH$

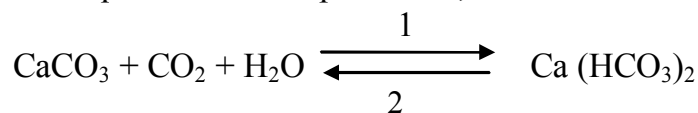
- SI : $IR > 7$ eau agressive
 $IR < 7$ eau incrustante

IX.4.1. Equilibre CO₂-eau

Le gaz carbonique apparaît dans les eaux sous trois formes :

- la forme non dissociée (gaz dissous) H_2CO_3
- Ion bicarbonate HCO_3^-
- Ion carbonates CO_3^{2-}

Ces formes existent en quantités interdépendantes, il en résulte la réaction d'équilibre suivante:



Le carbonate de calcium $CaCO_3$ est insoluble alors que le dihydrogénocarbonate de calcium $Ca(HCO_3)_2$ est soluble. L'équilibre des ces deux espèces est fonction de la teneur en CO_2 dans l'eau défini comme concentration en CO_2 équilibrant. Si la concentration en CO_2 libre est supérieure à celle du CO_2 équilibrant, le sens 1 est prédominant en vertu de la loi de l'action de masse. Le CO_2 en excédent attaque la couche calcaire présente dans les canalisations, l'eau est donc agressive. Dans le cas contraire, le manque de dioxyde de carbone favorise le sens 2. Une partie du Ca

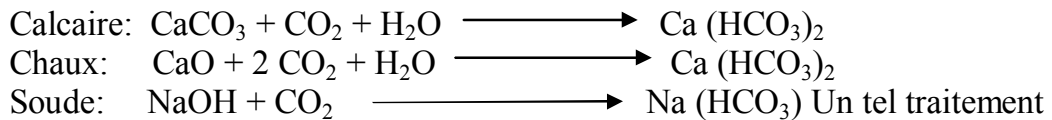
(HCO₃)₂ se dépose en calcaire et augmente la teneur en CO₂ libre, l'eau est, dans ce cas, entartrante ou incrustante.

IX.4.2. Traitement des eaux agressives

IX.4.2.1. Neutralisation

Ce traitement est réservé aux eaux dont le CO₂ libre est en excès. IL se situe en fin de filière pour mettre l'eau à l'équilibre afin d'atteindre le PH optimal. Il faut consommer le CO₂ agressif et augmenter le TAC, pour cela deux procédés sont possibles :

- 1) **l'aération** : la teneur en gaz carbonique chute ce qui entraîne la l'augmentation du PH tout en maintenant l'alcalinité constante.
- 2) **la neutralisation chimique par addition de chaux vive**, de soude ou par filtration sur Calcaire : les équations de réaction sont les suivantes :



Un tel traitement augmente le pH et l'alcalinité. Tout excès de chaux entraîne une réaction d'adoucissement et par conséquent un dépôt de calcaire. Soude.

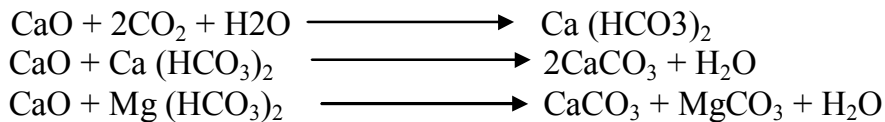
IX.4.3. Traitement des eaux incrustantes

IX.4.3.1. Réduction de l'alcalinité

Les eaux alcalines présentent un TAC élevé et un déficit en CO₂ libre, d'où la nécessité d'ajouter du dioxyde de carbone ou de consommer l'alcalinité mais l'injection de gaz carbonique reste la solution la plus simple.

IX.4.3.2. Adoucissement par décarbonatation

Il s'agit d'un traitement concernant les eaux à fort titre hydrométrique accompagné d'un TAC élevé. La décarbonatation se fait à l'aide de chaux, l'addition de ce réactif provoque les réactions chimiques suivantes :



L'élimination de la dureté bicarbonate calcique ou magnésienne s'effectue par la formation de précipités de carbonate de calcium et de magnésium.

CONCLUSION

En conclusion, nous pouvons affirmer qu'il est impossible de proposer un traitement pour une eau avant d'avoir effectué une série d'analyses sur les eaux brutes.

En effet, des analyses poussées devraient systématiquement être effectuées sur les eaux à traiter afin de déterminer leurs caractéristiques et ainsi pouvoir proposer un traitement adéquat.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2025, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 235535 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de $51773,06\text{m}^3/\text{j}$ des eaux du barrage Koudiat ROSFA.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et ils sont jumelés au moins en deux réservoirs afin d'assurer la continuité de stockage en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations dans l'un des réservoirs.

L'emplacement du réservoir tampon de BORDJ BOUNAËMA est choisi de tel sort à assurer une alimentation gravitaire de la grande partie des localités situées à l'aval.

L'importance de longueur de l'adduction gravitaire (30Km) et la nature de relief qui est très accidenté on exige la projection de deux brises charges. Afin de casser la charge de l'eau pour la protection des conduites.

A partir du réservoir tampon de BORDJ BOUNAËMA, l'adduction est caractérisée par trois piquages qui alimentent les réservoirs des localités concernées. Chaque piquage est équipé d'une vanne afin de faire passer le débit voulu.

Afin de protéger les conduites de la partie gravitaire contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes, nous avons projeté deux brises charges; La première à une distance de 506 m de réservoir tampon BORDJ BOUNAËMA et la deuxième à 778 m de la première.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

ANNEXES

Annexe II

Annexe II-1: la fraction horaire du débit maximum journalier.

Heures	Nombre d'habitants				
	□ 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	□ 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe II-2-1: Variation du débit horaire pour la commune de AMMARI.

Heures	Débit totale		Débit cumulée	
	$Q_{\max j} = 3943,29 \text{ m}^3/\text{j}$			
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	39,43	1,00	39,43
01-02	1	39,43	2,00	78,87
02-03	1	39,43	3,00	118,30
03-04	1	39,43	4,00	157,73
04-05	2	78,87	6,00	236,60
05-06	3	118,30	9,00	354,90
06-07	5	197,16	14,00	552,06
07-08	6,5	256,31	20,50	808,37
08-09	6,5	256,31	27,00	1064,69
09-10	5,5	216,88	32,50	1281,57
10-11	4,5	177,45	37,00	1459,02
11-12	5,5	216,88	42,50	1675,90
12-13	7	276,03	49,50	1951,93
13-14	7	276,03	56,50	2227,96
14-15	5,5	216,88	62,00	2444,84
15-16	4,5	177,45	66,50	2622,29
16-17	5	197,16	71,50	2819,45
17-18	6,5	256,31	78,00	3075,77
18-19	6,5	256,31	84,50	3332,08
19-20	5	197,16	89,50	3529,24
20-21	4,5	177,45	94,00	3706,69
21-22	3	118,30	97,00	3824,99
22-23	2	78,87	99,00	3903,86
23-24	1	39,43	100,00	3943,29

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour la commune AMMARI est de **276,03** m^3/h et survient entre 12 h et 14h.

Annexe II-2-2: Variation du débit horaire pour la commune de MAACEM.

Heures	Débit totale		débit cumulée	
	$Q_{\max, j} = 881,28 \text{ m}^3/\text{j}$		%	m^3/h
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	8,81	1,00	8,81
01-02	1	8,81	2,00	17,63
02-03	1	8,81	3,00	26,44
03-04	1	8,81	4,00	35,25
04-05	2	17,63	6,00	52,88
05-06	3	26,44	9,00	79,32
06-07	5	44,06	14,00	123,38
07-08	6,5	57,28	20,50	180,66
08-09	6,5	57,28	27,00	237,95
09-10	5,5	48,47	32,50	286,42
10-11	4,5	39,66	37,00	326,07
11-12	5,5	48,47	42,50	374,54
12-13	7	61,69	49,50	436,23
13-14	7	61,69	56,50	497,92
14-15	5,5	48,47	62,00	546,39
15-16	4,5	39,66	66,50	586,05
16-17	5	44,06	71,50	630,12
17-18	6,5	57,28	78,00	687,40
18-19	6,5	57,28	84,50	744,68
19-20	5	44,06	89,50	788,75
20-21	4,5	39,66	94,00	828,40
21-22	3	26,44	97,00	854,84
22-23	2	17,63	99,00	872,47
23-24	1	8,81	100,00	881,28

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de MAACEM est de **61,69** m^3/h et survient entre 12 h et 14h

Annexe II-2-3: Variation du débit horaire pour la commune de LARDJEM.

Heures	Débit totale $Q_{\max, j} = 4429,02 \text{ m}^3/\text{j}$		Débit cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	66,44	1,50	66,44
01-02	1,5	66,44	3,00	132,87
02-03	1,5	66,44	4,50	199,31
03-04	1,5	66,44	6,00	265,74
04-05	2,5	110,73	8,50	376,47
05-06	3,5	155,02	12,00	531,48
06-07	4,5	199,31	16,50	730,79
07-08	5,5	243,60	22,00	974,38
08-09	6,25	276,81	28,25	1251,20
09-10	6,25	276,81	34,50	1528,01
10-11	6,25	276,81	40,75	1804,83
11-12	6,25	276,81	47,00	2081,64
12-13	5	221,45	52,00	2303,09
13-14	5	221,45	57,00	2524,54
14-15	5,5	243,60	62,50	2768,14
15-16	6	265,74	68,50	3033,88
16-17	6	265,74	74,50	3299,62
17-18	5,5	243,60	80,00	3543,22
18-19	5	221,45	85,00	3764,67
19-20	4,5	199,31	89,50	3963,97
20-21	4	177,16	93,50	4141,13
21-22	3	132,87	96,50	4274,00
22-23	2	88,58	98,50	4362,58
23-24	1,5	66,44	100,00	4429,02

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de LARDJEM est de **276,81** m^3/h et survient entre 08 h et 12h

Annexe II-2-4: Variation du débit horaire pour la commune de SIDI LANTRI.

Heures	débit totale		débit cumulée	
	$Q_{\max, j}=802,65 \text{ m}^3/\text{h}$			
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	8,03	1,00	8,03
01-02	1	8,03	2,00	16,05
02-03	1	8,03	3,00	24,08
03-04	1	8,03	4,00	32,11
04-05	2	16,05	6,00	48,16
05-06	3	24,08	9,00	72,24
06-07	5	40,13	14,00	112,37
07-08	6,5	52,17	20,50	164,54
08-09	6,5	52,17	27,00	216,72
09-10	5,5	44,15	32,50	260,86
10-11	4,5	36,12	37,00	296,98
11-12	5,5	44,15	42,50	341,13
12-13	7	56,19	49,50	397,31
13-14	7	56,19	56,50	453,50
14-15	5,5	44,15	62,00	497,64
15-16	4,5	36,12	66,50	533,76
16-17	5	40,13	71,50	573,89
17-18	6,5	52,17	78,00	626,07
18-19	6,5	52,17	84,50	678,24
19-20	5	40,13	89,50	718,37
20-21	4,5	36,12	94,00	754,49
21-22	3	24,08	97,00	778,57
22-23	2	16,05	99,00	794,62
23-24	1	8,03	100,00	802,65

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de SIDI LANTRI est de **56,19** m^3/h et survient entre 12 h et 14h .

Annexe II-2-5: Variation du débit horaire pour la commune de TAMELAHT.

Heures	Débit totale		Débit cumulée	
	$Q_{\max, j} = 911,12 \text{ m}^3/j$		%	m^3/h
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1	9,11	1,00	9,11
01-02	1	9,11	2,00	18,22
02-03	1	9,11	3,00	27,33
03-04	1	9,11	4,00	36,44
04-05	2	18,22	6,00	54,67
05-06	3	27,33	9,00	82,00
06-07	5	45,56	14,00	127,56
07-08	6,5	59,22	20,50	186,78
08-09	6,5	59,22	27,00	246,00
09-10	5,5	50,11	32,50	296,11
10-11	4,5	41,00	37,00	337,11
11-12	5,5	50,11	42,50	387,23
12-13	7	63,78	49,50	451,00
13-14	7	63,78	56,50	514,78
14-15	5,5	50,11	62,00	564,89
15-16	4,5	41,00	66,50	605,89
16-17	5	45,56	71,50	651,45
17-18	6,5	59,22	78,00	710,67
18-19	6,5	59,22	84,50	769,90
19-20	5	45,56	89,50	815,45
20-21	4,5	41,00	94,00	856,45
21-22	3	27,33	97,00	883,79
22-23	2	18,22	99,00	902,01
23-24	1	9,11	100,00	911,12

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de TAMELAHT est de **63,78** m^3/h et survient entre 12 h et 14h .

Annexe II-2-6: Variation du débit horaire pour la commune de TISSEMSILT.

Heures	Débit totale		Débit cumulée	
	$Q_{\max, j} = 61016,63 \text{ m}^3/\text{h}$			
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,35	2044,06	3,35	2044,06
01-02	3,25	1983,04	6,6	4027,10
02-03	3,3	2013,55	9,9	6040,65
03-04	3,2	1952,53	13,1	7993,18
04-05	3,25	1983,04	16,35	9976,22
05-06	3,4	2074,57	19,75	12050,78
06-07	3,95	2410,16	23,7	14460,94
07-08	4,45	2715,24	28,15	17176,18
08-09	5,25	3203,37	33,4	20379,55
09-10	5,25	3203,37	38,65	23582,93
10-11	4,85	2959,31	43,5	26542,23
11-12	4,6	2806,76	48,1	29349,00
12-13	4,6	2806,76	52,7	32155,76
13-14	4,55	2776,26	57,25	34932,02
14-15	4,75	2898,29	62	37830,31
15-16	4,7	2867,78	66,7	40698,09
16-17	4,65	2837,27	71,35	43535,37
17-18	4,45	2715,24	75,8	46250,61
18-19	4,4	2684,73	80,2	48935,34
19-20	4,3	2623,72	84,5	51559,05
20-21	4,3	2623,72	88,8	54182,77
21-22	3,75	2288,12	92,55	56470,89
22-23	3,75	2288,12	96,3	58759,01
23-24	3,7	2257,62	100	61016,63

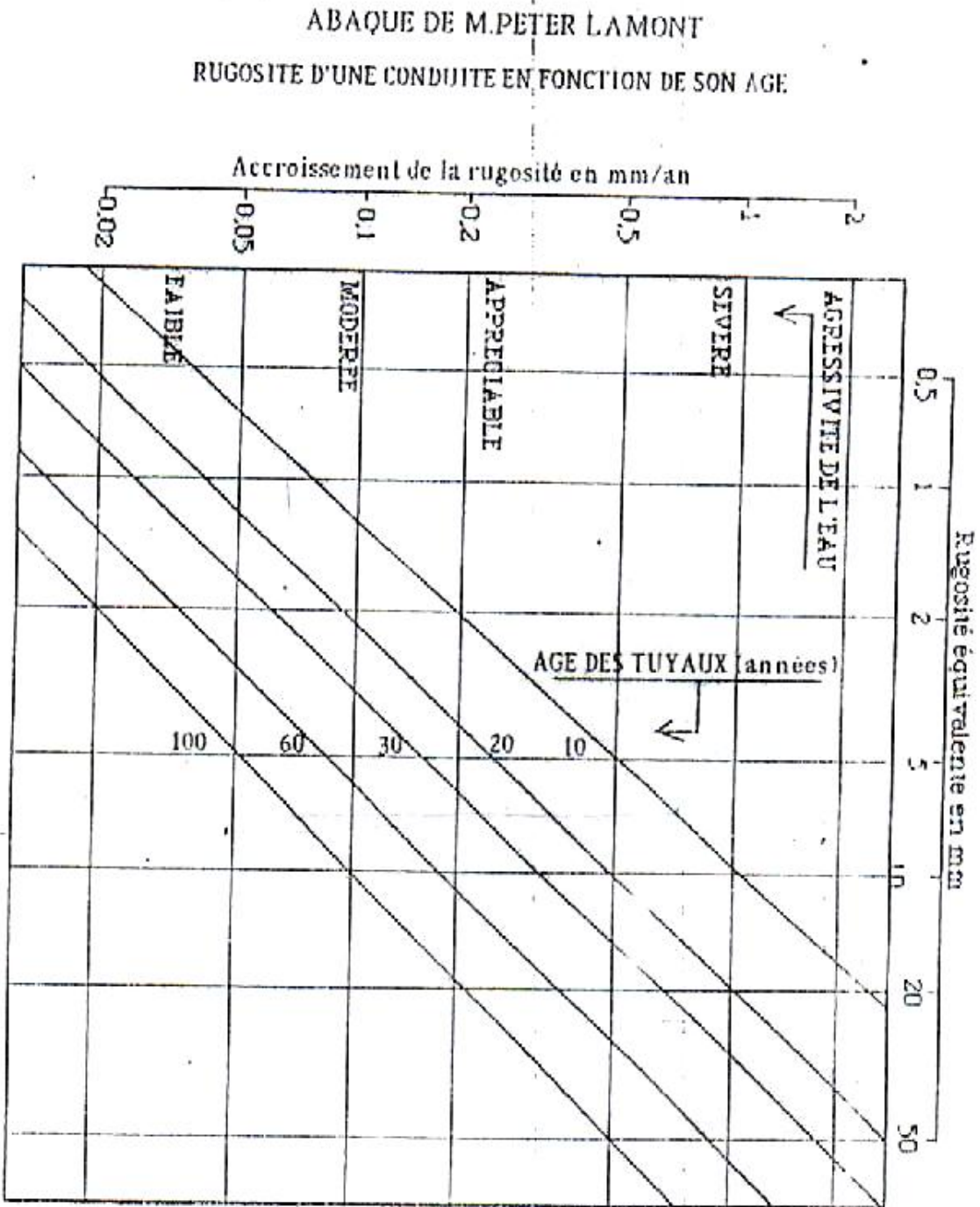
Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de TISSEMSILT est de **3203,37** m^3/h et survient entre 08 h et 10h

Annexe II-2-7: débit maximum horaire pour chaque commune.

localité	$Q_{\max h}$ (m³/h)
AMMARI	276,03
SIDI ABED	37,50
MAACEM	61,69
LARDJEM	276,81
SIDI LANTRI	56,19
TAMELAHT	63,78
TISSEMSILT	3203,37

Annexe IV

Annexe IV-1: Abaque de M.PETER LAMONT (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge)



*Annexe IV-2: Tableau des prix des conduites en fonte ductile d'après entreprise **KOUG.C**.*

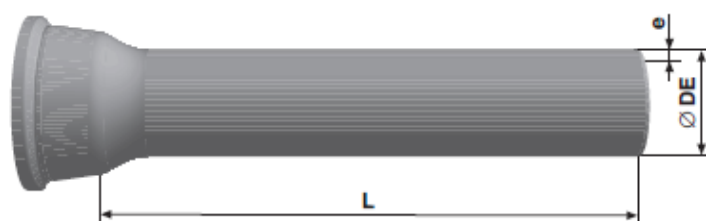
Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
60	2464.36
80	3422.31
100	6682.31
125	7836.22
150	8534.23
200	10323.10
250	11542.36
300	12336.05
350	13521.23
400	14910.06
450	15982.11
500	17885.15
600	22831.78
700	27777.32
800	31722.86
900	35668.40
1000	39613.94

Remarque: les prix mentionnés ci dessus est les prix de **vente et de pose** des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.

Annexe IV-3 : caractéristiques des conduites en fonte ductile zingué complété par un vernis bitumineux

Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse

DN 60 - 2000



DN mm	L m	DE mm	e fonte mm	Masse moy. par tuyau kg	Masse moy. métrique m
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	118	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,8
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2621,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,8
1200	8,26*	1255	15,3	4153,0	502,8
1400	8,19	1462	17,1	5543,0	676,8
1500	8,18	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,18	1668	18,9	6942,0	848,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,8
2000	8,13	2082	22,5	10093,0	1241,5

* La longueur utile des tuyaux dépend de la profondeur de l'emboîtement. Consultez-nous pour les dimensions exactes.
Tolérances: voir norme NBN EN 545

Joints disponibles:

Non verrouillé: DN 60 – 2000 Standard
DN 80 – 300 Tyton

Verrouillé: DN 60 – 600 Standard Vi
DN 80 – 300 Tyton Sit ou Tyton Sit +
DN 350 – 600 Standard V+i
DN 350 – 600 Universal Standard Vi
DN 350 – 1200 Universal Standard Ve
DN 350 – 1200 Standard Ve
DN 1400 – 1800 Pamlock (nous consulter)
DN 2000 nous consulter

Annexe V-1 : Réseau des types de pompe KSB Multitec

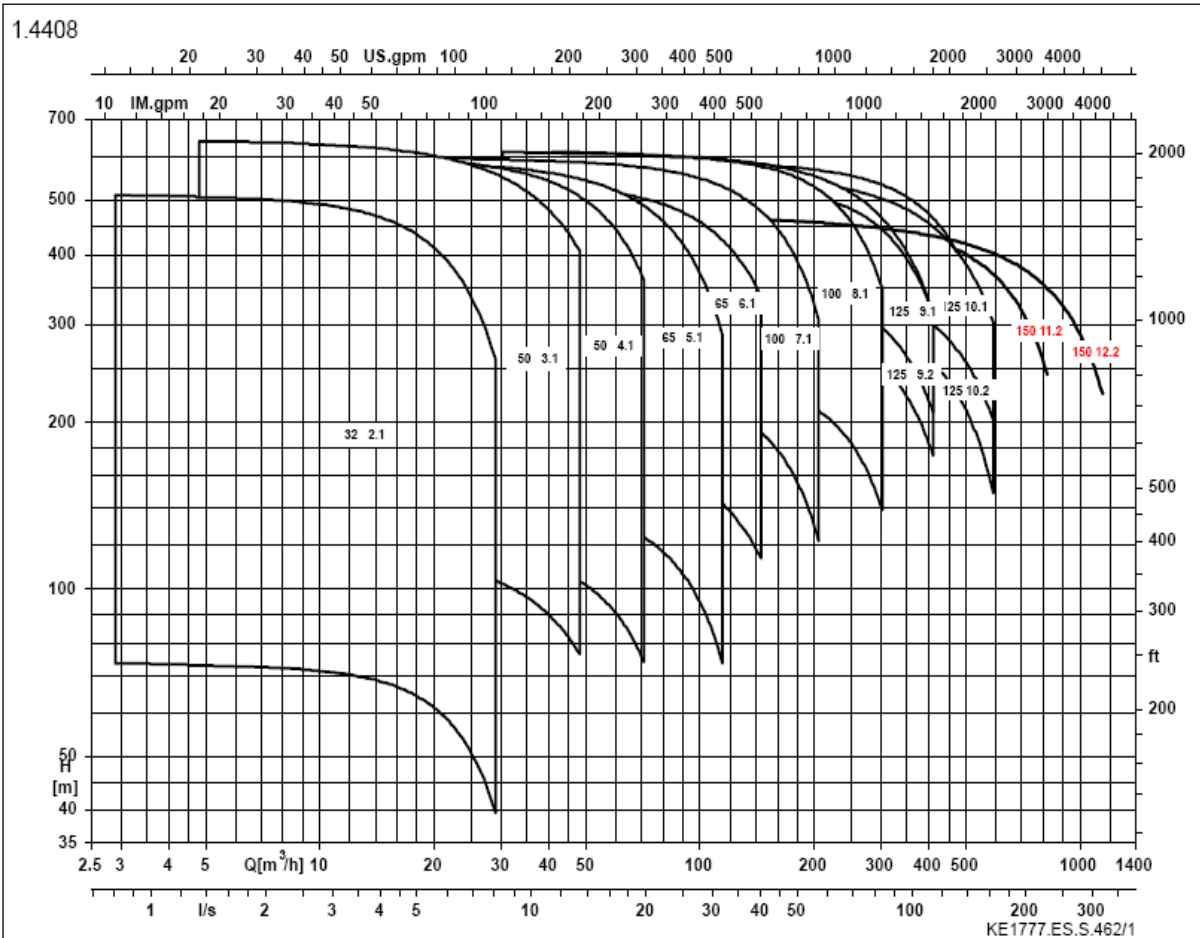


Multitec

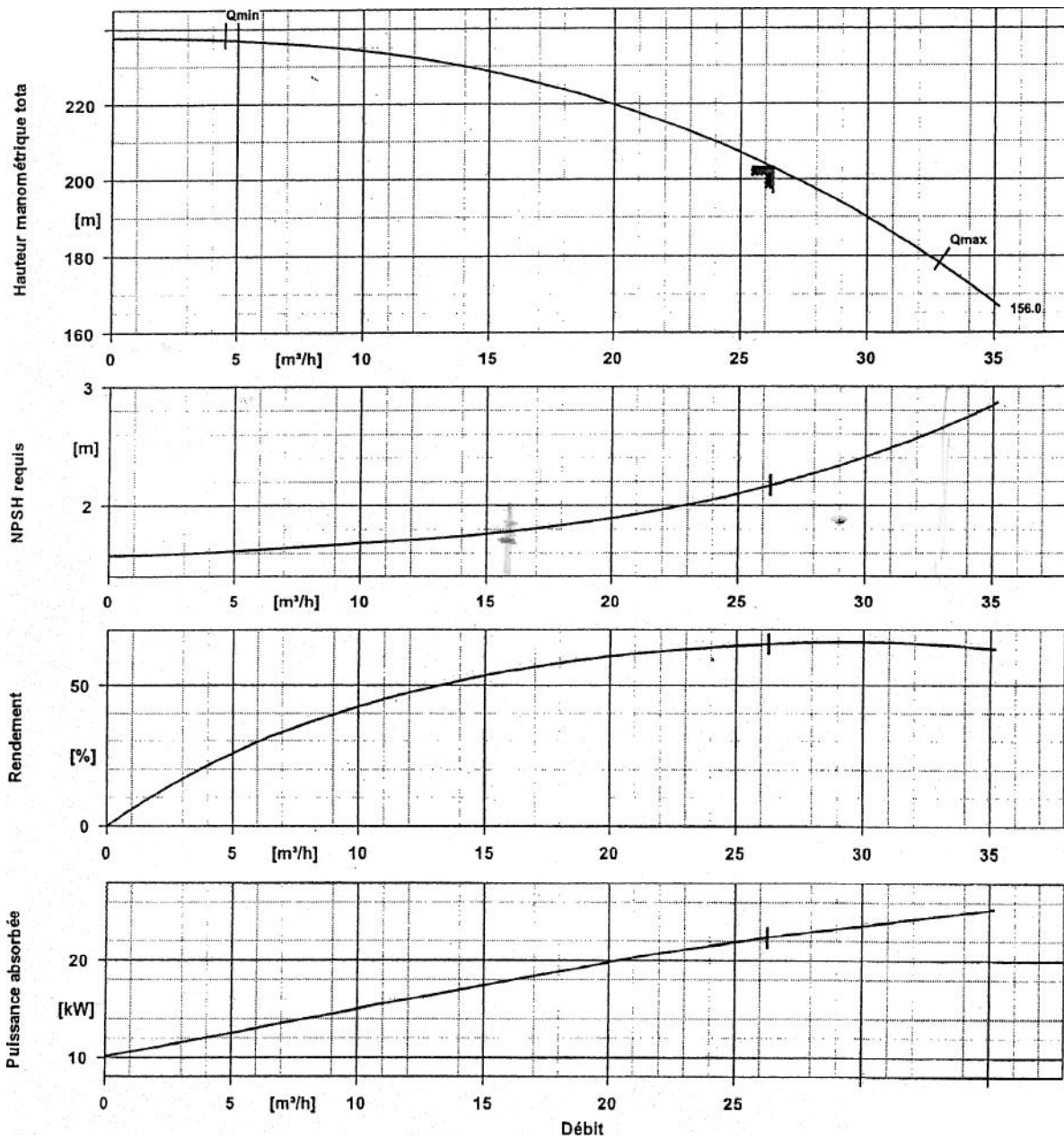
Kennfelder / Selection charts / Réseau / Conjunto de curvas / Grafieken / Campi caratteristici

n = 3500 1/min


JL1040 (GG) / CC480K-GS (Bz)

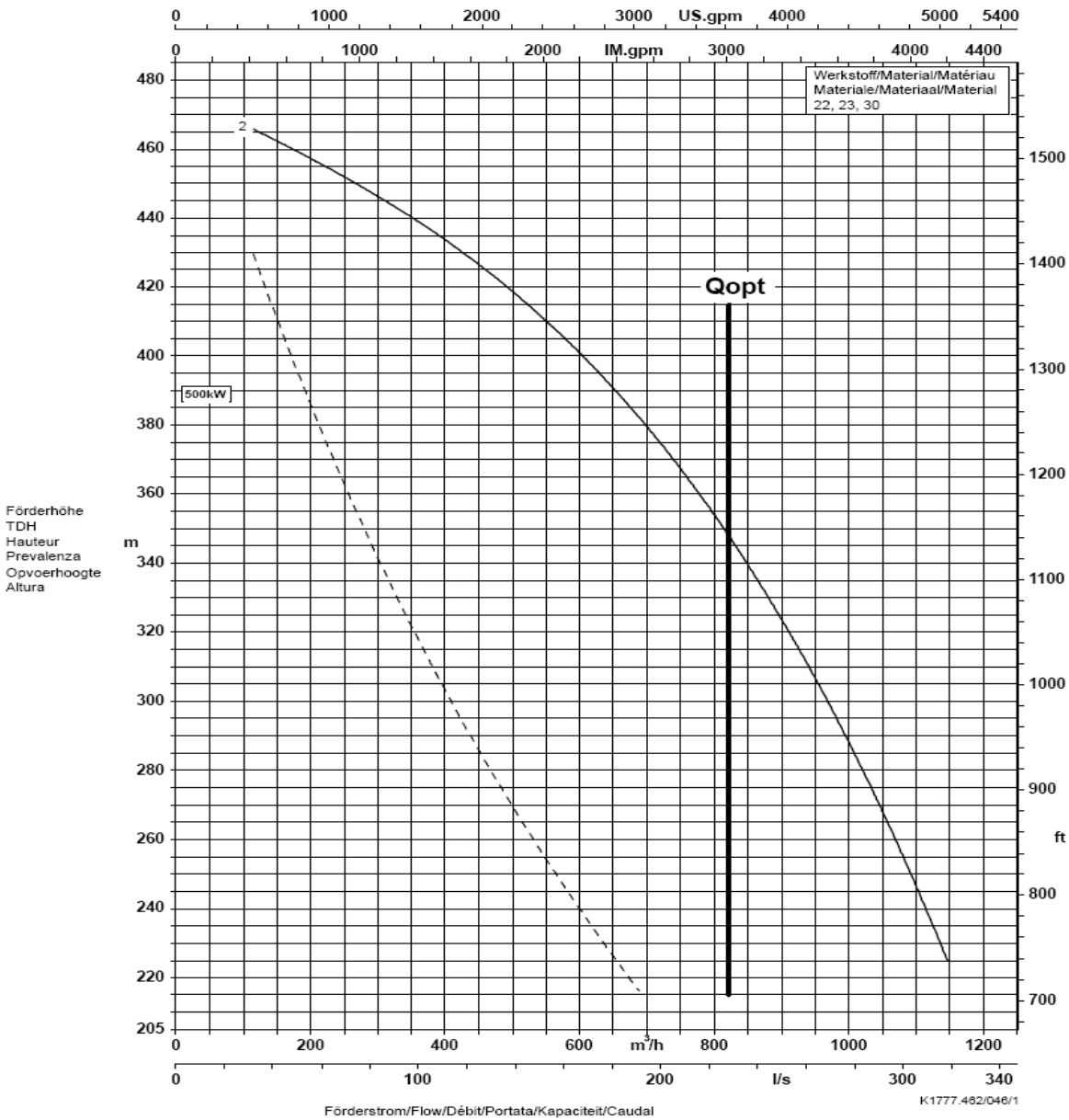



Multitec A50 / 6B-3.1 11.65

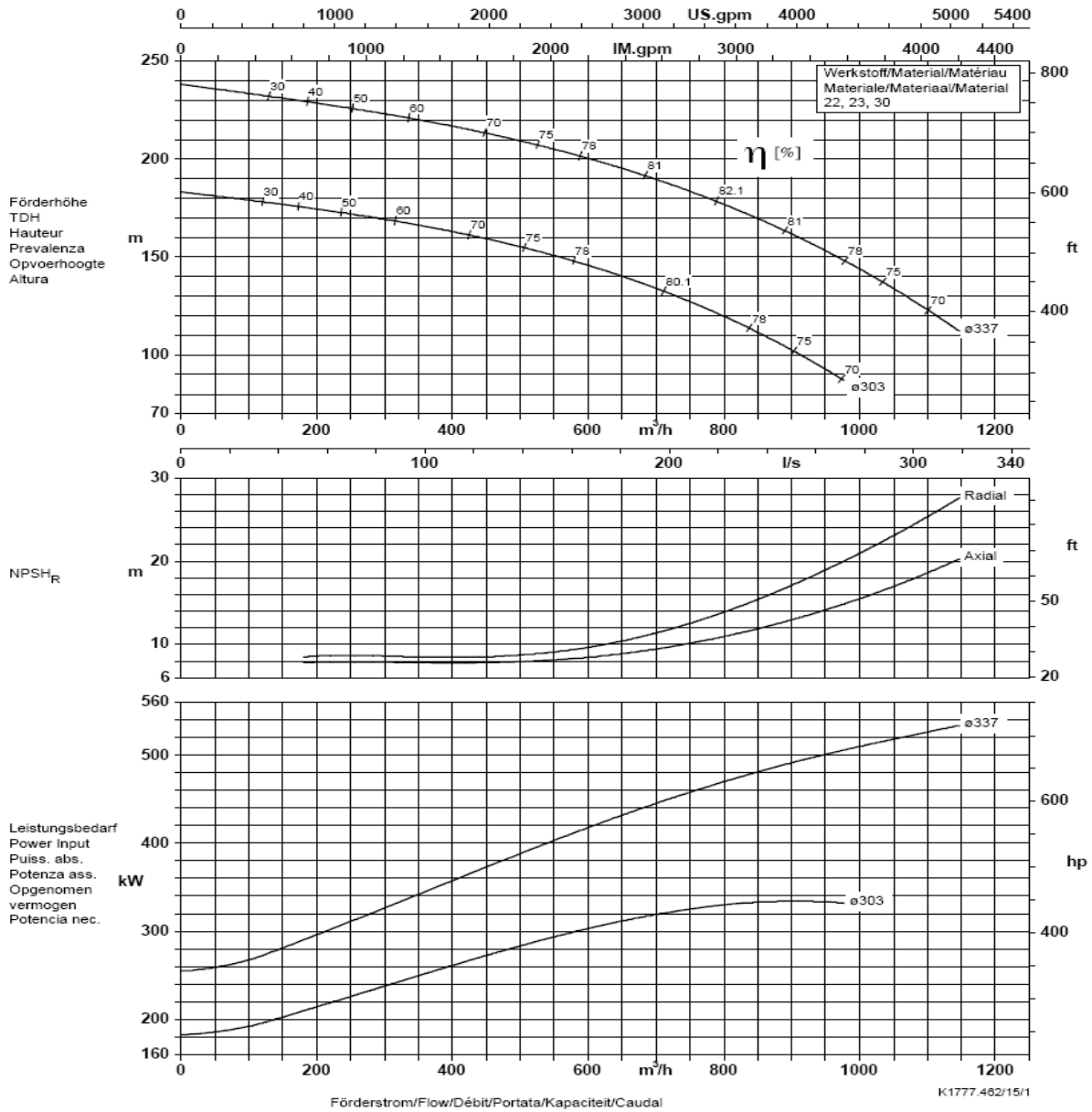


Annexe V-3: Courbes caractéristiques de la pompe type Multitec 150 12.2

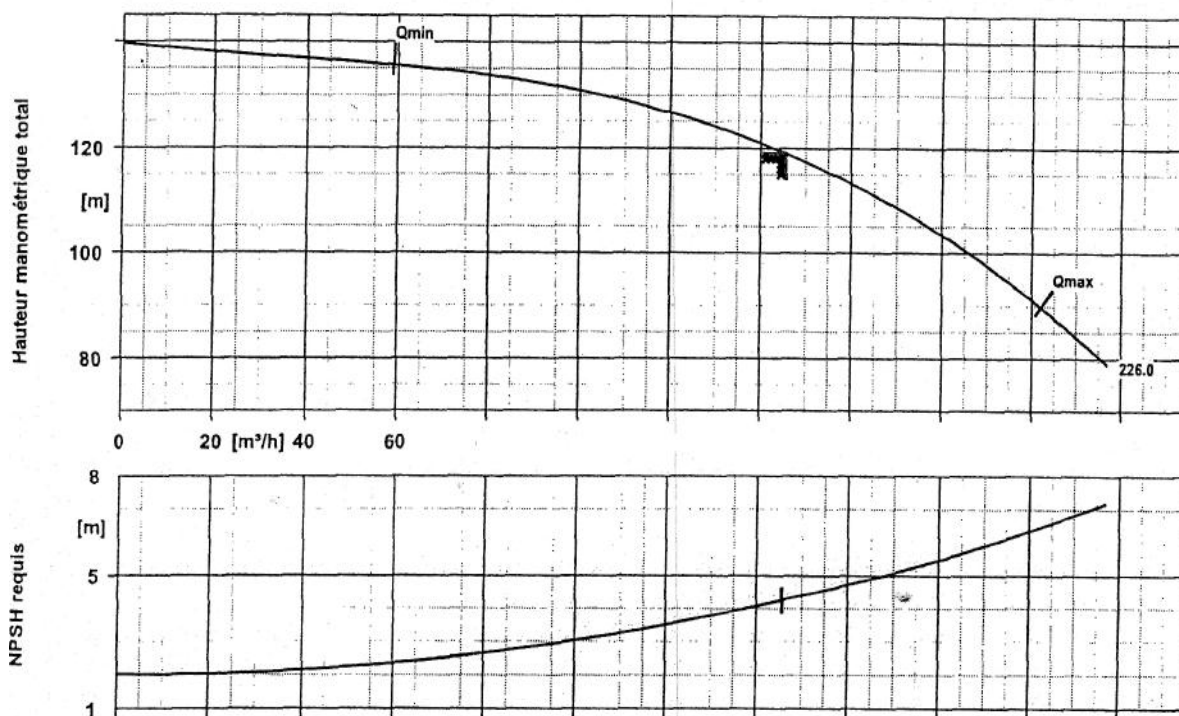
Baureihe-Größe Type-Size Modèle Multitec 150 12.2 1.4408	Tipo Serie Tipo	Nenn Drehzahl Nom. speed Vitesse nom. 3500 1/min	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Laufrad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Girante ø Waaijer ø Rodete	 Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan - B.P. 189 38004 Châteauroux
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offertenr. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Positiën. Pos.-Nr.	



Baureihe-Größe Type-Size Modèle Multitec 150 12.2 1.4408	Tipo Serie Tipo	Nennzahl Nom. speed Vitesse nom. 3500 1/min	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Laufrad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Girante ø Waaijer ø Rodete	 Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan - B.P. 189 38004 Châteauroux
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offertenr. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Positiën. Pos.-Nr.	



Annexe V-4-a: Courbes caractéristiques de la pompe type Multitec 100 8.1.



Annexe V-7: catalogue des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles

Moteurs triphasés 50 Hz
Rotor en court-circuit CAG

Construction **PROTÉGÉE IP 23 S**
Types **PLS - LSP - LSPCB**
Isolation classe B

Puissance kW	Cn mN	Type	Intensité absorbée				Caractéristiques en charge						Vitesse MD ^{2*}		Masse approx. B3 kg
			In 380 V	Id In	Cd/ Cn	Cm/ Cn	Rendement%			Cos. φ			tr/mn	kg.m ²	
			A	A			1/2	3/4	4/4	1/2	3/4	4/4			
3000 tr/mn (moteurs 2 pôles)															
11	15	PLS 160 MT	23,5	4,89	2,3	2	80	83,5	84,5	0,77	0,81	0,84	2850	0,098	60
15	20	PLS 160 MT	31,5	4,92	2,4	2,1	81	84	85	0,78	0,82	0,85	2850	0,123	68
18,5	25	PLS 160 L	36	6,28	2,4	2,2	83,5	87	87,5	0,80	0,86	0,89	2915	0,177	92
22	30	PLS 160 L	43	6,60	2,4	2,5	87	88,5	88,5	0,78	0,85	0,88	2925	0,203	100
30	40	PLS 180 MT	58	6,21	2,6	2,4	89	89,5	90	0,80	0,85	0,87	2905	0,296	135
37	50	PLS 180 L	69,3	5,84	2,1	2,5	89	90	90	0,81	0,87	0,90	2920	0,42	155
45	60	PLS 200 MT	83,5	5,45	2,1	2,2	88	90	90	0,80	0,86	0,90	2925	0,493	200
55	75	PLS 200 L	101,5	5,62	1,9	2,3	89	91	91,5	0,85	0,88	0,90	2935	0,730	225
75	100	PLS 225 MT	142	5,99	2	2,4	90,5	92	91,5	0,78	0,84	0,88	2935	0,964	270
90	125	PLS 250 S	182	5,20	2,1	2,2	89	91,5	90	0,75	0,83	0,85	2930	2,74	390
110	150	PLS 250 M	210	5,50	2,4	2	90,5	92,5	91	0,76	0,85	0,87	2930	3,24	430
132	180	PLS 280 M	231	6,15	2,2	2,3	92,5	93,5	94	0,89	0,91	0,92	2950	5,65	600
160	220	PLS 315 S	281	6,76	2,4	2,3	92	93,5	94	0,85	0,89	0,92	2960	7	690
200	270	LSP 315 M	354	8,39	3	3	93	94	94,5	0,83	0,87	0,88	2970	9,5	870
250	340	LSP 315 L	442	8,78	2,9	2,4	94	95	95	0,83	0,87	0,88	2970	11,5	965
280	380	LSPCB315LP2	503	5,8	1,1	2,2	93,6	94,1	94	0,88	0,90	0,90	2955	9,68	1139
315	430	LSPCB315LRQ2	556	6,2	1,2	2,4	94	94,6	94,6	0,88	0,91	0,91	2959	10,52	1192
355	480	LSPCB315LR2	626	6,3	1,2	2,5	94,3	94,8	94,7	0,88	0,91	0,91	2961	11,44	1253
400	545	LSPCB315L2	701	6,8	1,3	2,6	94,8	95,2	95,2	0,88	0,91	0,91	2962	12,48	1322
450	610	LSPCB355M	781	6,30	1,3	2,3	94,6	95,1	94,9	0,88	0,91	0,92	2958	16,3	1570
500	680	LSPCB355LR	862	7,30	1,6	2,5	94,9	95,6	95,5	0,88	0,91	0,92	2963	18,3	1680
560	760	LSPCB355L	966	7	1,6	2,4	95	95,6	95,5	0,88	0,91	0,92	2963	19,9	1750

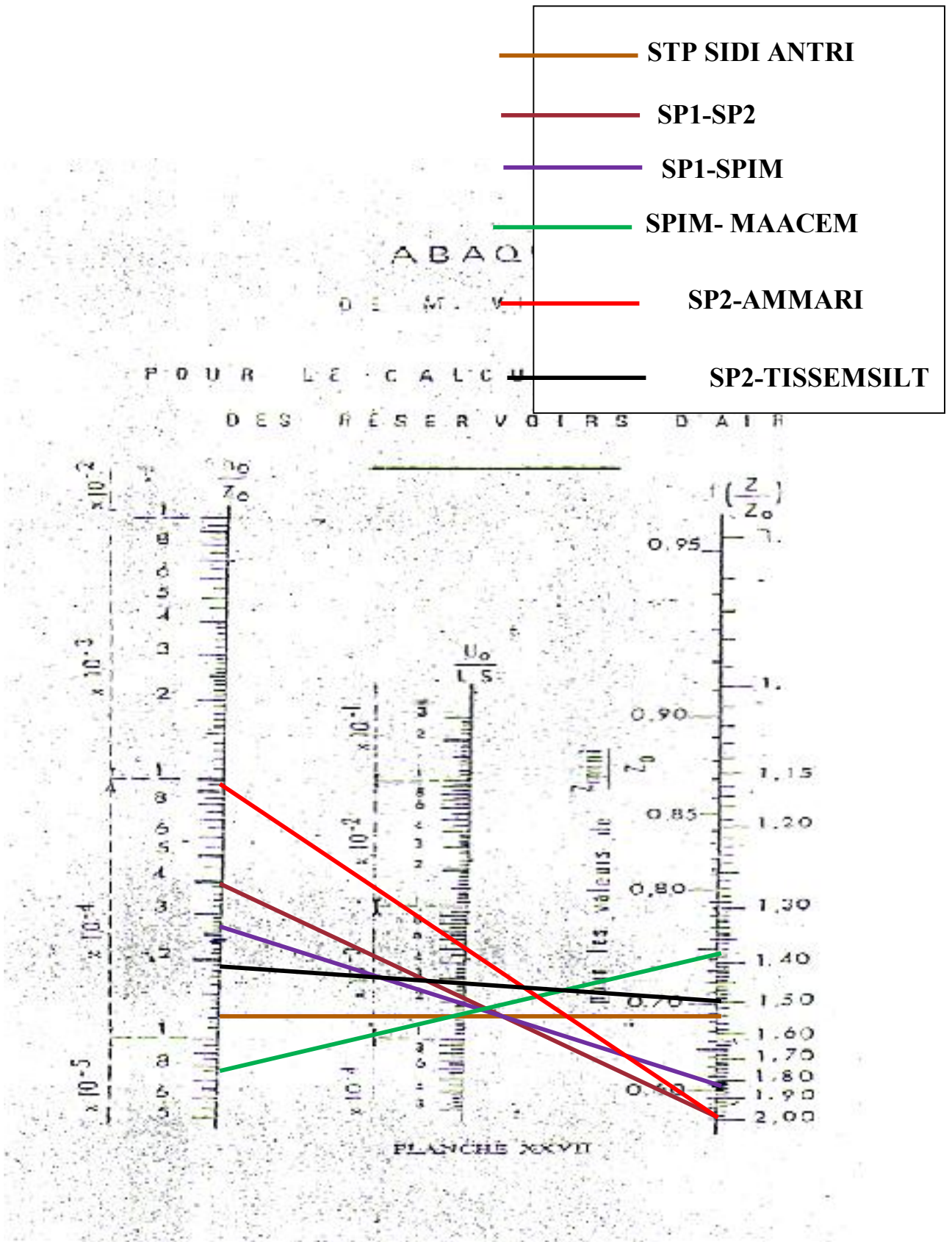
Pour les puissances non indiquées et supérieures, nous consulter.
Pour toute autre tension que 380 V, veuillez vous reporter au paragraphe I.1 Nature du courant.
Les valeurs de rendement et de cos. φ à 1/2 de charge sont approximatives.

$$*J \text{ (moment d'inertie)} = \frac{MD^2}{4}$$

$$\text{Couple nominal en mètre Newton (mN)} = 9550 \times \frac{P \text{ kW}}{N \text{ tr/mn en charge}}$$

Annexe VI

Annexe VI-1: Abaque de VEBERT pour le calcul du volume des réservoirs d'air



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] **CHAPELLIER, D.** Prospection électrique de surface [en ligne]. Université de Lausanne. Institut français de Pétrole. 2001. P 8, 34, 35. http://www-ig.unil.ch/cours/pdf/doc_pro/pro_f.pdf (consulté le 12.04.2012).
- [2] **NATIONALE EAU ET ENVIRONNEMENT « NEE ».** Rapport géophysique. DRE de Djelfa.2012. P 21.
- [3] **RAYMOND, Desjardins.** Le traitement des eaux. Edition de l'Ecole Polytechnique de Montréal. Canada. 1997. P 6.
- [4] **SEMASSEL, Seif Eddine.** Renforcement des réseaux d'alimentation en eau potable du Couloir sud de Skikda : communes d'El-hadaik, Bouchtata Et L'Université W. SKIKDA. 2011. P 32. Mémoire. Hydraulique. ENSH. 2011.
- [5] **BOUALEM, Salah.** « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable». ENSH. 1993. P 11, 27, 29,72, 78, 79, 140.
- [6] **LENCASTRE, A.** Paris. 1983. Hydraulique générale. Edition Eyrolles. P 49, 150.
- [7] **G.H.T.M, A.** Paris. 1982. Les stations de pompage. Edition Technique et Documentation. P 101, 102, 103, 104, 105.
- [8] **DUPONT, A.** Paris. 1980. Hydraulique urbaines (Exercices et projets). Edition EYROLLES. P 120, 121, 122, 124, 125, 156, 157, 159.
- [9] **LAPRY, Jean-François.** Paris. Pompes centrifuges, hélico-centrifuges et axiales: cavitation. P 2.
- [10] **A.G.H.T.M.** Paris. 1987. Les canalisations d'eau et de gaz (corrosion, dégradation et prospection). Edition Technique et Documentation. P 177.
- [11] **K S B.** Publications de « S a v o i r - f a i r e ». V o l u m e 1: le coup de bélier.

Catalogues

- [12] **CAPRARI.** « Pompes multicellulaires à haute pression ».
- [13] **SERTUBI.** Catalogue des conduites en fonte.