

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement de l'adduction d'eau potable de la ville de Djelfa à partir du champ de captage d'Oued Sedar.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0001-15

APA Citation (APA توثيق):

Rebih, Ahmed Amine (2015). Renforcement de l'adduction d'eau potable de la ville de Djelfa à partir du champ de captage d'Oued Sedar[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنظيم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Alimentation en eau potable

THEME :

**Renforcement de l'adduction d'eau potable de la
ville de Djelfa à partir du champ de captage
d'oued Sedar**

Présenté par :

M^r : REBIH Ahmed Amine

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r B.SALAH	Professeur	Président
M^{me} F.AMMOUR	M.A.A	Examinatrice
M^{me} W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M^{me} N.CHENITI	M.A.A	Examinatrice
M^{me} D.DJODAR	M.C.B	Promotrice

Septembre 2015

Dédicace

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les plus durs. Que le tout puissant nous garde ces personnes qui nous sont très chères.

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance et je le dédie en premier lieu à :

À ma très chère mère KHADIDJA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien qui m'ont donné le courage le long de ma vie, et n'a préservé aucun effort pour moi ;

Je dédie ce travail à mon père Omar qui a chaque que mon nom est couplé avec le sien, un sentiment de fierté et de reconnaissance me prend le cœur ;

À mes frères AYMEEN, HATEM

À mon cher frère jumeau et ami REBIH Amine

À mes très chères frangine NASSIBA et IMANE

À toute la famille REBIH

À toute la famille CHAKALI et surtout mes grands-pères Tayab, Ahmed et mes oncles CHAKALI : Mohamed, Gahdab qui m'ont offerts leur soutien et leur aide pendant la période d'étude ;

À toute la famille GHIBACHE et surtout Ismail ;

À ma très chère TîTa ;

Tous Mes profs surtout ma promotrice Djoudar et sa famille ;

Je le dédie également à :

À mes collègues surtout LASSALI Abderrahmane, Housseyn, Seiffeddine, Cheriffe, Mohamed, Kaci, Dr.Taoufiq, Dr.Hocine, brahim ;

À mes frères et sœurs qui m'ont soutenu avec tous ces moyens pendant mon parcours d'étude ;

Et tous mes amis de l'ENSH et de la cité universitaire Soumaa 3

Le long de ma vie, j'ai été entouré des personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédier du fond de cœur ce modeste travail pour les remercier : Allae, Redouane, Abdelhay, Khalil, Said, Khalilo, abdou, mohamed, Djoudi . Tous mes amis en particulier à ...et mes amies...

Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour réussite dans ma formation.



Remerciement

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de force et de sagesse, ainsi que de bonne volonté pour achever ce modeste travail.

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

Ma promotrice Madame DJOUDAR Dahbia pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.

Je n'oublie pas M^{elle} SALHI Chahrazad pour son aide et sa disponibilité tout au long de mon travail ainsi que son soutien moral.

Mes remerciements vont aussi à M. GHIBACHE Ismail chef service à DHW de Djelfa et docteur en agronomie pour tout son dynamisme et ses compétences techniques sur le domaine pratique, je lui remercie pour l'aide qu'il m'a offerte durant la période de réalisation de ce travail son collaboration m'a permis d'enrichir mes savoirs.

Je remercie M. BOUFRINA Tawfiq maitre-assistant en génie civil à l'université Saad Dahlab de Blida pour son aide et ses recommandations.

Ces mots ne vont jamais exprimer à la juste valeur de ma reconnaissance à l'égard de mon frère jumeau Mr REBIH Amine pour m'avoir accompagné et encouragé durant la période de réalisation de ce travail.

Toute la gratitude à nos professeurs et enseignants qui m'ont guidé au cours de la formation d'ingénieur, et mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Grands merci à vous tous.

Amine !!!

ملخص:

عرفت مدينة الجلفة حاليا نموا ديموغرافيا كبيرا و تزايدا سريعا، مما أدى إلى تسجيل عجز في المياه الصالحة للشرب. و لتغطية هذا العجز، قامت السلطات بالرجوع لمجال الالتقاط و حفر 13 بئرا بواد الصدر والتزود بكمية المقدرة بـ 600 لتر/ثا لدعم القناة الموجودة. تطلب إنجاز هذا المشروع محطة ضخ و خزان على مستوى ثنية القوافل، لذلك قمنا بدراسة مدققة لحساب خزان الهواء المضغوط لحماية القناة من ظاهرة الطرق المائي.

Résumé :

La ville de Djelfa connait une croissance démographique très élevée d'où une pénurie en eau potable est enregistrée. Pour couvrir ce déficit, l'Etat avait eu recours aux puits artésiens : des forages au nombre de 13 sont récemment inaugurés au champ de captage d'Oued SEDAR d'une capacité estimée à 600 l/s pour consolider la conduite existante.

Ce projet a nécessité la réalisation d'une station de pompage et un réservoir tampon au niveau du Col des Caravanes. Pour ce faire, nous avons procédé à une étude détaillée pour le calcul de réservoir anti bélier afin de protéger la conduite contre le coup de bélier et ses désastres.

Abstract:

The city of DJELFA is experiencing very high population growth resulting in a shortage of drinking water. To cover this deficit, the State had come back to artesian wells by drilling 13 wells recently inaugurated at stream SEDAR of an estimated capacity of 600 l/s in order to consolidate the existing pipe.

This project required the construction of a pumping station and a buffer reservoir at the Col caravans region. For this aim, a detailed study is conducted to calculate the reservoir and protect the pipe from different hazards.

Sommaire

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

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction :.....	4
I.2 Situation géographique :	4
I.2.1 Situation géographique de la ville de Djelfa :.....	4
I.3 Géologie et sismicité de la région:.....	6
I.3.1 Géologie :.....	6
I.3.2 Sismicité :.....	6
I.4 Situation hydrogéologique :.....	8
I.5 Situation Topographique et géomorphologique :.....	9
I.6. Etude climatique :	10
I .6.1. Température :	11
I.6.2 Pluviométrie :.....	12
I.6.3 Gelée :	13
I.6.3 Vent :.....	13
I.7 Situation Hydrologique et Hydrographique :.....	14
I.8 Situation démographique :	15
I.9 Situation Hydraulique :	15
I.9.1 Ressources en eaux superficielles:.....	15
I.9.2 Ressources en eaux souterraines :.....	16
I.9.3 Ouvrages de stockage :.....	18
I.10 Conclusion :	19

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction :	21
II.2. Evolution de la population :.....	21
II.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière:.....	23
Estimation des Besoins en eau domestiques:	23
II.4. Étude de la variation de la consommation :.....	28
Variation de la consommation journalière :	28
Variation de la consommation horaire :	29
II.5 Conclusion	34

CHAPITRE III : Diagnostic du système existant

III.1. Introduction	36
III.2. Etat actuel du champ de captage :	36
III.2.1. Champ de captage de la zone industrielle	37
III.2.2. Champ de captage de la ville de Djelfa:	37
III.2.3. Champ de captage d'Oued SEDAR:	39
III.2.4. Descriptive le champ de captage de MAALBA et les forages abandonnés :.....	41
III.3. Ouvrages de stockage d'eau potable	44
III.3.1. Ouvrages de stockage d'eau potable existants	44
III.3.2. Réservoirs en cours de réalisation	46
III.4. Station de pompages et de reprise	49
III.4.1. Descriptive la station de pompage d'Oued SEDAR.....	49
III.5. Conduite d'amenée :.....	51
III.6. Recommandation.....	51
III.6.1. Recommandations concernant les points de captages :.....	51
III.6.2. Recommandation concernant les réservoirs :	51
III.7 Bilan : Besoins - Ressources :	52
III.7.1. Situation actuelle :	52
III.8.2. Bilan après mobilisation de l'apport extérieur	56
III.9 Conclusion.....	57

CHAPITRE IV : Etude de Réservoir

IV.1. Introduction	59
IV.2. Rôle des réservoirs	59
IV.3. Emplacement du réservoir.....	60
IV.4. Aménagements interne des réservoirs.....	60
IV.5. Équipements des réservoirs.....	61
IV.6. Calcul du volume du réservoir tampon :	62
IV.6.1. Normalisation du volume du réservoir tampon.....	62
IV.6.2. Calcul du temps de fermeture de la vanne nécessaire pour la vidange de notre Réservoir tampon :	62
IV.7. Dimensions du réservoir tampon :	63
IV.7.1. Diamètre de la cuve :	63
IV.7.2. Réévaluation de la hauteur d'eau :	63
IV.7.3. La hauteur H du réservoir :	63

IV.7.4. Equipements hydrauliques du réservoir tampon :	63
IV.7.5. Conduite d'arrivée :	65
IV.7.6. Conduite de départ :	66
IV.7.7. Conduite de trop-plein :.....	67
IV.7.8. Conduite de vidange :.....	67
IV.7.9 Traversée des conduites dans les parois du réservoir.....	67
IV.8. Prescriptions sanitaires :	68
IV.9. Control des ouvrages de stockage	69
IV.9.1. Contrôle hebdomadaire :	69
IV.9.2. Contrôle semestriel :.....	69
IV.9.3. Nettoyage :	69
IV.10. Conclusion.....	70

CHAPITRE V : Etude de l'adduction

V.1. Introduction	72
V.2 Types d'adduction rencontrés en pratique :	72
V.2.1. Adduction gravitaire :.....	72
V.2.2. Adduction par refoulement :.....	73
V.2.3. Adduction mixte :	73
V.3. Proposition des variantes :.....	74
V.3.1. Critères de choix du tracé :	74
V.3.2. Etude technico-économique :	74
V.3.3 Proposition de variantes :	75
a- Première variante (dédoublé de la conduite existant) :.....	75
b- Deuxième variante :	76
c- Troisième variante :	77
V.3.4 Choix du matériau de la conduite :	77
a. Présentation des conduites utilisées en AEP :	78
b. Matériau choisi pour la réalisation de cette adduction :	79
V.4. Méthode de calcul :	80
V.4.1. Cas de refoulement :.....	80
a. Les différentes formules empiriques pour le calcul du diamètre économique :	80
b. Hauteur manométrique totale :	80
c. Puissance de pompage :.....	81
d. Energie consommée par le pompage :.....	81
e. Dépense annuelle d'énergie :.....	82

f. Amortissement annuel :.....	82
V.4.2. Cas gravitaire :.....	83
V.5. Discussion des variantes :.....	84
V.5. Premier variante (dédoublment de la conduite existant) :	85
V.5.1. Partie Refoulement :.....	86
a. Calcule de la hauteur manométrique Total :.....	86
b. Calcul des frais d'investissement :	87
c. Déduction du diamètre économique :.....	87
V.5.2. Partie gravitaire :	88
b. Calcul du coût de la partie gravitaire :.....	90
V.6.1. Partie Refoulement :.....	92
a. Calcul la hauteur manométrique Total :	92
b. Les dépenses d'exploitation :	92
c. Calcul des frais d'investissement :	93
d. Déduction du diamètre économique :.....	93
V.6.2. Partie Gravitaire :	94
a. Dimensionnement de la partie gravitaire :.....	94
b. Calcul du coût de la partie gravitaire :.....	95
V.7. Troisième variante:.....	97
V.7.1. Partie Refoulement :.....	98
a. Calcul la hauteur manométrique Total :	98
b. Les dépenses d'exploitation :	98
c. Calcul des frais d'investissement :	99
d. Déduction du diamètre économique :.....	99
V.7.2. Partie Gravitaire :	100
a. Dimensionnement de la partie gravitaire :.....	100
b. Calcul du coût de la partie gravitaire :.....	101
V.8. Déduction de la variante le plus économique :.....	102
V.8.1. Vérification de l'existence de points d'écrêtement :	102
V.9. Conclusion.....	103

CHAPITRE VI : Etude de pompage

VI.1. Introduction.....	104
VI.2. Captage des eaux souterraines :	104
VI.2.1. Quelques définitions concernant les aquifères d'eau souterraine :	104
VI.2.2. Forages d'eau :.....	105

VI.2.3. Les Forages d'Oued SEDAR :	105
VI.3.1. La Station de pompage.....	107
VI.3.2.Définition des pompes:	107
VI.3.3.Fonctionnement des pompes centrifuge.....	107
VI.3.4. Le choix du type de pompe :	108
VI.3.5. Couplage des pompes.....	108
VI.3.6.Choix du nombre de pompes.....	109
VI.3.7.Variantes de pompes :	109
VI.4.1.Refolement (Station de pompage – R. Tampon).....	109
VI.5. Courbes caractéristiques des pompes.....	111
VI.6. Point de fonctionnement des pompes.....	111
VI.6.1 Courbes caractéristiques de la conduite	111
VI.6.2. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données:	113
- Réglage qualitatif :	113
- Réglage quantitatif :	113
- Rognage :	113
VI.7. Etude du phénomène de cavitation.....	115
VI.7.1 Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe.....	115
VI.8. Critères de choix du moteur électrique	118
VI.8.1. Caractéristiques du moteur électrique de SP1	119
VI.9. Equipement d'une pompe	119
VI.10. Conclusion :	120

CHAPITRE VII : Protection de la conduite contre le coup de bélier

VII.1. Introduction.....	122
VII.2.1. Généralités sur le coup de bélier :.....	122
a. Définition :.....	122
b. Causes du coup de bélier :.....	122
c. Risques dus aux coups de bélier :.....	123
d. Description du coup de bélier :.....	123
e. Moyens de protection des installations :.....	127
VII.2.2. Principe de l'étude de protection contre le coup de bélier:.....	129
a. Protection de la conduite de refolement :	129
b. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :	131
c. Détermination de la célérité d'onde :.....	132
VII.2.3. Protection du système d'adduction Oued SEDAR-Djelfa contre le coup de bélier.....	132

Calcul de la célérité d'onde :	132
a-Protection la conduite de refoulement :	133
b. Protection de la conduite gravitaire :	136
VII.3. Conclusion	138

CHAPITRE VIII : Pose de canalisation

VIII.1. Introduction	140
VIII.2. 1. Principe de pose de canalisations	140
VIII.2.2. Réalisation des fouilles	141
a) Largeur de la tranchée :	141
b) La profondeur de la tranchée.....	141
c) Aménagement du lit de pose	141
d) Remblai des tranchées.....	142
VIII.2.3. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	142
VIII.2.4. Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	142
a) Cas d'un terrain peu consistant	142
b) Cas d'un terrain agressif.....	143
VIII.2.5. Traversée de route	144
VIII.3. Butée et amarrage	144
VIII.4. Modes de raccordement des tuyaux :	145
VIII.4.1.Assemblage par emboîtement :	145
VIII.4.2. Les organes de raccordement :	146
a) Les coudes	146
b) Cônes.....	147
c) Tés	147
VIII.5. Les Accessoires	147
VIII.5.1. Les Robinetteries	148
a) Robinets vannes à opercule	148
b) Vannes à papillon.....	148
c) Vanne de décharge	149
d) Les clapets de retenue	149
e) Les ventouses	149
f) Crépines :	150
VIII.5.3. Organes de mesures	150
a) Mesure de débit	150
b) Mesure de pression.....	151

Conclusion générale

Liste Des Tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Principales nappes de la région de Djelfa.....	8
Tableau I.2: Les variations des températures mensuelles entre (1990-2009).....	11
Tableau I.3: Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle pour la période (1980 à 2009).....	12
Tableau I.4: Les variations moyennes de nombre des jours de gelée entre (1992-2009).....	13
Tableau I.5: Évolution de la population de la ville de Djelfa (1966-2014).....	15
Tableau I.6 : Répartition de la population par strate au 31/12/2013.....	15
Tableau I.7 : Bilan de la production.....	17

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Evolution démographique de la ville de Djelfa à différents horizons	22
Tableau II.2 : Estimation des besoins domestiques à l'horizon 2030.....	24
Tableau II.3 : Estimation des besoins publics.....	24
Tableau II.4 : Estimation des besoins scolaires.....	25
Tableau II.5 : Estimation des besoins sanitaires	25
Tableau II.6: Estimation des besoins socioculturels.....	26
Tableau II.7 : Estimation des Besoins sportifs.....	26
Tableau II.8: Estimation des besoins commerciaux.....	26
Tableau II.9 : Récapitulation des besoins des équipements totaux à l'horizon 2030.....	27
Tableau II.10 : Estimation des besoins totaux moyens pour l'horizon 2030.....	28
Tableau II.11 : Consommation maximal et minimale journalière.....	29
Tableau II.12 : Consommations maximale et minimale horaires.....	31
Tableau II.13: Variation des débits horaires.....	31
Tableau II.14: Récapitulation des résultats.....	33

Chapitre III : Diagnostic du système existant

Tableau III.1 : Forages du champ de captage de la zone industrielle (Octobre 2014).....	37
Tableau III.2 : Forages du champ de captage de la ville de Djelfa (Octobre 2014).....	38
Tableau III.3 : Forages du champ de captage d'Oued SEDAR (Octobre 2014).....	41
Tableau III.4 : Les forages abandonnent.....	42
Tableau III.5 : Récapitulation Bilan de la production.....	42
Tableau III.6 : Récapitulation les volumes de stockage des réservoirs.....	49
Tableau III.7 : Récapitulation les débits de la Station de pompage.....	49

Tableau III.8 : Bilan sans apport extérieur.....	52
Tableau III.9 : Bilan de production après la mobilisation de l’apport extérieur.....	56
Tableau III.10 : Bilan après l’exploitation de l’apport extérieur.....	56

Chapitre V : Etude de l’adduction

Tableau V.1 : Variation journalière des tarifs de l’énergie pour la région de Djelfa.....	82
Tableau V.2 : Les cotes et longueurs des différents points de la première variante	85
Tableau V.3 : Calcul de la hauteur manométrique total.....	86
Tableau V.4 : Calcul des dépenses d’exploitation.....	86
Tableau V.5 : Calcul des dépenses d’investissement.....	87
Tableau V.6 : Bilan des frais d’investissement et d’exploitation.....	87
Tableau V.7 : Les frais d’investissement pour la partie gravitaire.....	90
Tableau V.8 : Récapitulation des coûts de première variante.....	90
Tableau V.9 : Les cotes et longueurs des différents points de la deuxième variante.....	91
Tableau V.10 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	92
Tableau V.11 : Calcul des dépenses d’exploitation.....	92
Tableau V.12 : Calcul des dépenses d’investissement.....	93
Tableau V.13 : Bilan des frais d’investissement et d’exploitation.....	93
Tableau V.14 : Les frais d’investissement pour la partie gravitaire.....	95
Tableau V.15 : Récapitulation des coûts de la deuxième variante.....	96
Tableau V.16 : Les cotes et longueurs des différents points de la troisième variante.....	97
Tableau V.17 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	98
Tableau V.18 : Calcul des dépenses d’exploitation.....	98
Tableau V.19 : Calcul des dépenses d’investissement.....	99
Tableau V.20 : Bilan des frais d’investissement et d’exploitation.....	99
Tableau V.21 : Les frais d’investissement pour la partie gravitaire.....	101
Tableau V.22 : Récapitulation des coûts de la troisième variante.....	102
Tableau V.23 : Récapitulation des calculs des variantes.....	102

Chapitre VI : Etude de pompage

Tableau VI.1 : Récapitulatif des données de départ de la ligne de refoulement.....	110
Tableau VI.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP.....	110
Tableau VI.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-R-Tampon).....	112
Tableau VI.4 : Point de fonctionnement de la pompe choisie.....	115
Tableau VI.5 : Variation de la tension de vapeur d’eau en fonction de la température.....	116

Chapitre VII : Protection de la conduite le coup de bélier

Tableau VII.1 : Méthode de calcul du profil en long général de la conduite.....130

Tableau VII.2: Profil en long général de la conduite.....133

Liste Des Figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Carte géographique de la wilaya de Djelfa (Source: Daïra Djelfa, 2014).....	5
Figure I.2 : Schéma géologique de la région de Djelfa (source: B.E HPO, 2014).....	6
Figure I.3 : Coupe schématique du synclinal de Djelfa (B.E HPO, 2014).....	7
Figure I.4 : Site d'etude a proximité d'oued Sedar a 22 kms au Sud de la ville.....	10
Figure I.5 : Variation mensuelles des températures (1990-2009).....	11
Figure I.6 : Répartition mensuelle des précipitations (1980-2009).....	12
Figure I.7 : Variation de la vitesse du vent moyenne mensuelle à la station de Djelfa (1999-2008).....	13
Figure I.8 : Réseau hydrographique du sous bassin versant –L'oued Djelfa MELAH-.....	14
Figure I.9 : Représentation des champs de captage de la ville de Djelfa.....	17

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Evolution de la population de l'agglomération à différents horizons.....	22
Figure II.2 : Graphique de la consommation horaire journalière.....	32
Figure II.3 : Courbe de consommation cumulée.....	33

Chapitre III : Diagnostic du système Existant

Figure III.1 : Plan de situation d'Oued SEDAR.....	39
Figure III.2 : Schéma de principe du plan d'interconnexion des forages	40
Figure III.3 .: Schéma synoptique de l'alimentation en eau potable de la ville de Djelfa.....	43
Figure III.4 : Réservoir 2X2500m ³ de la zone industriel	44
Figure III.5 : Réservoirs de stockage alimentés par le champ de captage Oued SEDAR.....	47
Figure III.6 : Réservoirs de stockage qui alimentés par le champ de captage d'Oued SEDAR.....	48
Figure III.6 : Pompes horizontales de la station de reprise d'Oued SEDAR.....	50
Figure III.7 : Bilan des ressources sans un apport extérieur.....	53
Figure III.8 : Site des champs captant.....	54
Figure III.9 : Plan d'interconnexion des forages projetés et forages existants.....	55
Figure III.10 : Bilan des ressources-besoins après l'exploitation de l'apport extérieur	57

Chapitre IV : Etude des Réservoirs

Figure IV.1 : Les chicanes dans le réservoir.....	61
--	----

Figure IV.2 : Equipements hydrauliques du réservoir tampon – Vue de Face –.....	64
Figure IV.3 : Equipements hydrauliques du réservoir tampon – Vue de Dessus –.....	65
Figure IV.4 : Différentes configurations de la conduite d'arrivée.....	66
Figure IV.5: Conduite de départ.....	67
Figure IV.6: Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	68
Figure IV.7: Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	68

Chapitre V : Etude de l'adduction

Figure V.1 : Adduction gravitaire.....	72
Figure V.2 : Adduction par refoulement.....	73
Figure V.3 : Adduction mixte	73
Figure V.4 : Schéma représentatif de la première variante.....	76
Figure V.5 : Schéma représentatif de la deuxième variante.....	76
Figure V.6 : Schéma représentatif de la troisième variante.....	77
Figure V.7 : Conduite en Fonte.....	78
Figure V.8 : Conduite en acier.....	78
Figure V.9 : Conduite en PEHD.....	79
Figure V.10 : Conduite d'amiante Ciment.....	79
Figure V.11 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation pour la première variante....	88
Figure V.12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation pour la deuxième variante..	94
Figure V.13 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation pour la troisième variante.....	100

Chapitre VI : Etude de pompage

Figure VI.1: Types de nappes d'eau souterraines.....	105
Figure VI.2 : Schéma d'installation d'une pompe immergée dans un forage.....	106
Figure VI.3: Schéma explicatif du principe du plan d'interconnexion sur la conduite de refoulement.....	107
Figure VI.4: Schéma explicatif de (Station de pompage – R. Tampon).....	109
Figure VI.5: Graphe représentant le point de fonctionnement de la pompe	112
Figure VI.6 : Roues soumises à la cavitation.....	115

Chapitre VII: Protection de la conduite le coup de bélier

Figure VII.1 : Description du coup de bélier.....	124
Figure VII.2 : 1ere phase du coup de bélier.....	125
Figure VII.3 : 2eme phase du coup de bélier.....	125

Figure VII.4 : 3eme phase du coup de bélier.....	126
Figure VII.5 : 4eme phase du coup de bélier.....	126
Figure VII.6: Oscillation de la ligne de charge dans le cas d'un coup de bélier.....	127
Figure VII.7: .Réservoir d'air.....	128
Figure VII.8: Les organes d'étranglement.....	128
Figure VII.8: Données de départ.....	132
Figure VII.9: Profil en long absolu.....	134
Figure VII.10: Profil en long absolu avec l'abaque du PUECH et MEUNIER.....	135

Chapitre VIII: Pose de canalisation

Figure VIII.1 : Schéma d'une tranchée.....	141
Figure VIII.2 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	143
Figure VIII.3 : Positionnement de la manche en polyéthylène sur la conduite.....	143
Figure VIII.4 : Pose de canalisation en galerie.....	144
Figure VIII.5 : assemblage par emboitement.....	146
Figure VIII.6 : Les coudes qui sont utilisés dans les changements de direction.....	146
Figure VIII.7 : Les cônes utilisés dans les Tronçons I, II et III avec joint automatique.....	147
Figure VIII.8 : Robinets vannes a opercule.....	148
Figure VIII.9 : Robinets vanne à papillon.....	148
Figure VIII.10 : Clapet à disk et Clapet à bille.....	149
Figure VIII.11 : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson).....	150
Figure VIII.12 : Débitmètres déprimogènes.....	151
Figure VIII.13 : Photo d'un manomètre.....	151

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan de situation de la zone d'étude (Oued SEDAR .Djelfa).

Planche N° 2 : Plan de projection du nouveau système.

Planche N° 3 : Profil en long pour la partie refoulement (première tranche) Oued SEDAR. Djelfa.

Planche N° 4 : Profil en long pour la partie refoulement (deuxième tranche) Oued SEDAR. Djelfa.

Planche N° 5 : Profil en long pour la partie refoulement (troisième tranche) Oued SEDAR. Djelfa.

Planche N° 6 : Profil en long pour la partie gravitaire Oued SEDAR. Djelfa.

Planche N° 7 : Schéma du réservoir Tampon.

Planche N° 8 : Accessoires du système d'adduction.

INTRODUCTION GENERALE

Au cours de la vie, et depuis l'antiquité les êtres humains sont très sensibles à la qualité et la quantité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie et le premier frein au développement, l'absence d'accès à cet élément est devenu la préoccupation quotidienne de l'humain.

L'approvisionnement des populations en eau potable, en quantité suffisante et la satisfaction de l'hygiène sont l'objectif permanent de l'ingénieur.

Dans ce cadre, les ressources actuellement mobilisées de la ville de Djelfa ne seront plus suffisantes, se trouvent dans l'impossibilité de satisfaire les besoins en eau potable. Une croissance de population élevée de taux d'accroissement de 4,4% qui est élevé par rapport au niveau national, l'augmentation du niveau de vie ce dernier est due à l'amélioration des conditions sociales reflétée par la croissance du taux de natalité et baisse de taux de mortalité, la localisation stratégique de la commune qui a joué un grand rôle dans l'attractivité des arrivants, La politique de l'auto construction adaptée par l'État. Tout cela va certainement engendrer un déficit en eau potable nécessitant un apport extérieur obligatoire.

Afin d'améliorer cet approvisionnement et pour combler le déficit enregistré de la ville à moyen terme par une ressource sûre et suffisante, il est nécessaire de renforcer le système d'alimentation en AEP par une projection de conduite d'adduction véhiculant ce déficit. Donc cette étude portera sur le renforcement de la conduite d'adduction existante (dédoublage de la conduite d'adduction) à partir du champ captant d'oued SEDAR (située à environ 24 km au sud de la ville de Djelfa), pour transférer le débit prévu vers les deux réservoirs de tête du flanc sud via la nouvelle station de pompage projetée et dimensionnement des ouvrages nécessaires à cette adduction.

La réalisation de ce projet permettra d'examiner les conditions techniques et économiques et résoudre le problème d'alimentation en eau potable et son développement futur jusqu'à l'horizon d'étude 2030, tout en s'efforçant à satisfaire l'aspect quantitatif et qualitatif de l'eau aux différents consommateurs de la ville chef-lieu. Ils devront ainsi adopter des stratégies adéquates pour mener à bien ces investissements de la manière la plus rationnelle possible.

Cette étude se compose de huit chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

Chapitre I :
Présentation de
la zone d'étude

I.1. Introduction :

L'étude du site est une nécessité pour définir les caractéristiques du lieu et les facteurs influents la conception du projet. Parmi ces facteurs : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site sont d'une grande utilité pour prendre les dispositions indispensables dans le cadre de la réalisation des travaux.

I.2 Situation géographique :

La région de Djelfa est située dans une position centrale de l'Algérie au-delà des piémonts Sud de l'Atlas Tellien, cette partie du territoire est comprise entre 2° et 5° de longitude Est et entre 33° et 35° de latitude Nord du découpage administratif de 1974, d'une superficie totale de 32.256,35 km² représentant 1,36% de la superficie totale du pays. Elle se compose actuellement de 36 communes regroupées en 12 Dairates. Elle est limitée (Fig. I.1) :

- Au Nord par les Wilayas de MEDEA et de TISSEMSILT
- A l'Est par les Wilayas de M'SILA et BISKRA
- A l'Ouest par les Wilayas de LAGHOUAT et de TIARET.
- Au Sud par les Wilayas d'OUARGLA, et de GHARDAÏA.

I.2.1 Situation géographique de la ville de Djelfa :

La commune de Djelfa. Chef-lieu de la Wilaya depuis 1974, est située à 300 Km au Sud de la capitale Alger. Elle s'étend sur une superficie de 549.30 Km².

Elle est située dans une centrale par rapport à l'ensemble de la wilaya qui compte une population de plus de 288.228 habitants (recensement de l'année 2008). En plus de ses dimensions son réseau routier notamment la route nationale N°01 et la route nationale N°46 sont très fréquentes et permettent le contact pratiquement avec toutes les régions du pays et assurant les trafics inter Wilayas d'importance nationale.

Administrativement, elle est limitée par les communes (Fig. I.1) de :

- La commune d'Ain MAABED (Daïra de HASSI BAHBAH), au Nord et Nord-Ouest
- La commune de Dar CHIOUKH, au Nord-Est.
- La commune de MOUDJBARA (Daïra de Ain El Bel), à l'Est.
- La commune de ZAAFRANE (Daïra de HASSI BAHBAH), à l'Ouest.
- La commune de Zaccar (Daïra de Ain El Bel), au Sud.



Figure I.1 : Carte géographique de la wilaya de Djelfa (Source: Daïra Djelfa, 2014)

I.3 Géologie et sismicité de la région:

I.3.1 Géologie :

La région de Djelfa localise dans la zone de transition de deux grandes unités structurales : les Hauts plateaux et l'Atlas Saharien.

L'effet de la pression de ces deux unités est fait par un mouvement de plissement (mouvement tectonique récent de la terre). Ainsi cette région se situe, du point de vue géologique, dans la période d'ascension. Cette région divisée en deux parties structurales :

1-Le grand Synclinal Sud de Djelfa : dont l'axe s'oriente d'Est vers Nord- Est, avec cette inclinaison ; le grand synclinal Sud forme, côté S.W, une assise semi- fermée. Celui- ci a une base large, à pente modérée.

2-Le petit Synclinal Nord : il suit la même orientation que le précédent, mais il est caractérisé par ses diapirs rapprochés les uns des autres (Fig. I.2) (Fig. I.3), par l'importance d'angle d'inclinaison de roches et par le développement de ses fissures dû au plissement. (PDAU. 2008).

I.3.2 Sismicité :

Sur le plan tectonique, la région des hauts plateaux est en général assez stable et n'est pas considérée comme une zone à risque sismique majeur. Les Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A. 99 version 2003) classent cette région dans la zone de faible sismicité (Wilaya de Djelfa : Zone I).

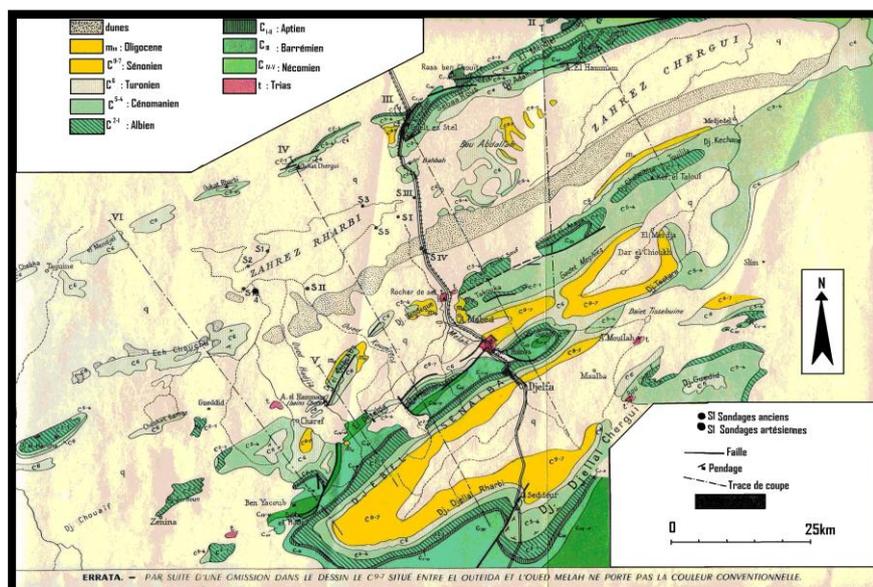
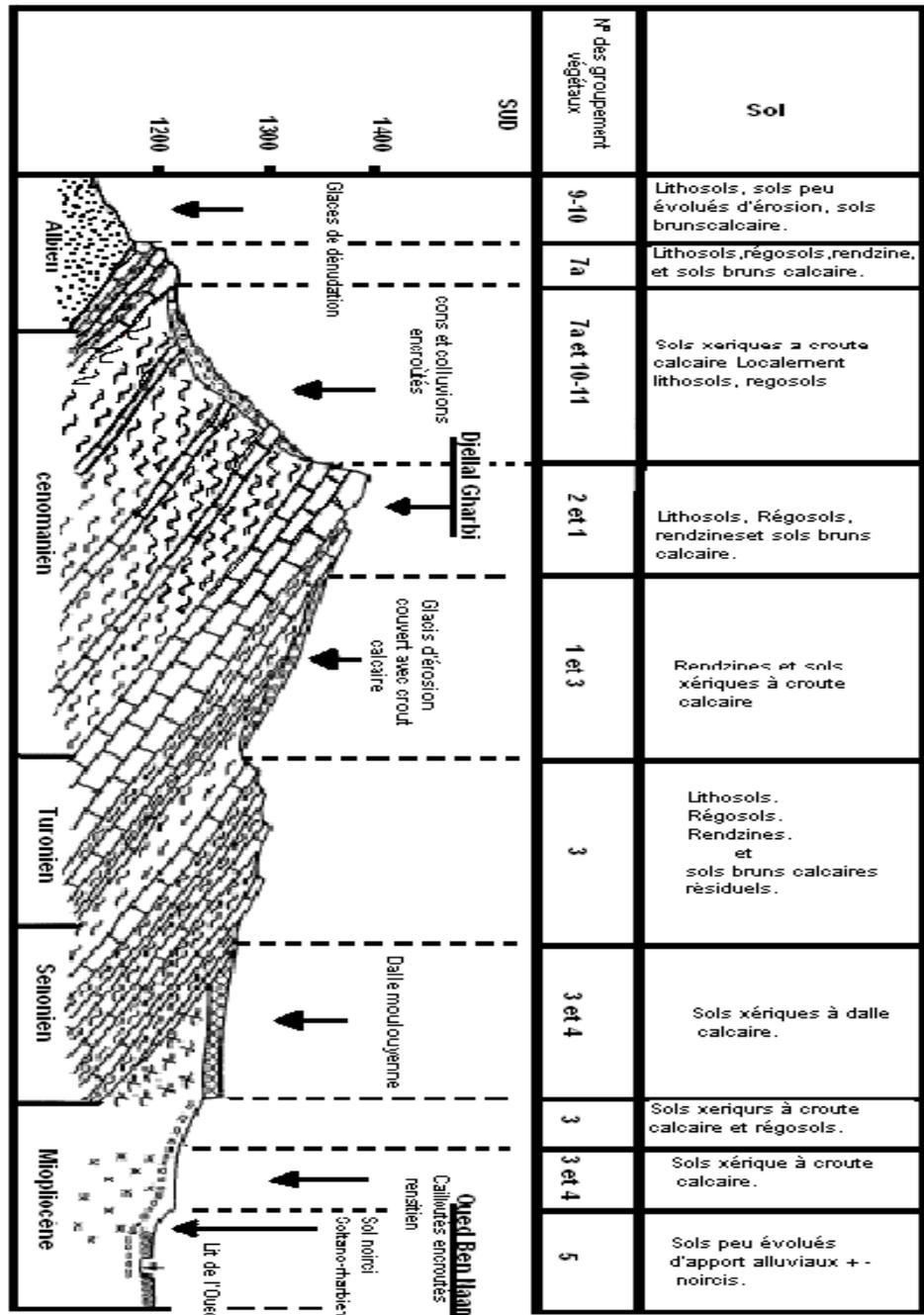


Figure I.2 : Schéma géologique de la région de Djelfa (source: Bureau d'étude HPO, 2014)

COUPE SCHEMATIQUE DU SYNCLINAL DE DJELFA.



Calcaire dur et marno-calcaire.
 Marnes.
 Grès.
 Argil. Sableuse rouge du miocène.

Dalle Calcaire.
 Croute Calcaire + caillouteuse.
 Cailloutés encroutés.
 Amas et nodules calcaire.

I.4 Situation hydrogéologique :

Dans la région de Djelfa, l'eau contenue dans trois formations différentes (Barrémien, Albien, Turonien) a une minéralisation faible (moins de 2g/l).

La superficie de l'impluvium du grand Synclinal Djelfa est de 863 Km² (Mio-Pliocène, Turonien, Albien et Barrémien), celle du petit Synclinal au Nord de Djelfa est de 459 Km² (Moi-Pliocène, Turonien et Albien).

Le tableau I.1 décrit les caractéristiques des nappes de la région de Djelfa.

Tableau I.1: Principales nappes de la région de Djelfa.

Nappe	Surface (km ²)	Taux d'infiltration (%)	Débit d'infiltration (m ³ /an)
Synclinal Djelfa	863	10 à 13	24,10x10 ³
Synclinal Nord de Djelfa	495	10 à 13	13,82x10 ³

Source: Direction de l'hydraulique de la ville de Djelfa(2014)

➤ Formations aquifères :

- Grés de barrémien : Représenté par des grés rouges compacts en général, on note la présence des fractures et des diaclases.
- Grés de l'albien : Représenté par des grés rouge compacts parfois à des grés quartzeux et quartzites.
- Calcaire de turonien : Il s'agit de calcaire dolomitique et de dolomies massives, fissurées dont les fissures et les diaclases sont probablement élargies en profondeur par dissolution. Ces calcaires reposent sur les séries marneuses du Cénomaniens et sont surmontées par des séries imperméables marneuses et marno-calcaire du Sénonien inférieur.
- Miopliocène : Au niveau de la partie centrale de ce Synclinal affleurent des argiles rouges, par endroits recouvertes de galets fluviatiles, la teneur en sable dans les argiles est très faible. Les formations de Miopliocène reposent sur Sénonien, dans les niveaux marneux assurent la rétention des eaux.

I.5 Situation topographique et géomorphologique :

Le relief du territoire communal de Djelfa est généralement élevé, ses altitudes varient de 1020m à 1489m.

L'espace communal est caractérisé par trois grands ensembles morphologiques : les montagnes, les plateaux et les piémonts.

a. Montagnes :

Elles représentent 39,32% de la superficie totale (soit 21318.12 Ha), on y trouve Djebel SENELBA qui représente le plus grand ensemble, avec le sommet le plus élevé de toute la région (1489 m) Djebel El Oust et Kef HAOUAS.

b. Plateaux :

Ils représentent 52,48% de la superficie totale (soit 28453.08Ha), font partie du grand plateau Moudjbara - Mouilah, qui se localise en 02 parties :

-La partie allant du Sud-ouest (à partir du C.W. 164) jusqu'au Sud-est et Est de la commune.

-La partie se trouvant à l'extrême Nord-Est de la commune.

Les plateaux sont caractérisés par des ondulations formant des petites collines et sont traversés par des oueds plus ou moins importants. Une grande partie de la population éparsée se localise sur ses terres s'exerce l'activité agricole.

c. Piémonts :

Ils représentent 8,20% de la superficie totale (soit 4445.79Ha), et se localisent au Sud-Est et au Nord de la commune.

A partir de la localisation du relief on peut citer les classes de pentes les plus dominantes dans la commune.

Les terrains de la commune sont généralement de faible pente, variant de 0 à 8% avec une prédominance de la classe (0-3%) qui se trouve au niveau des plateaux au Sud-Ouest (Fig. I.3), Est et Nord-est du territoire communal.

Au Nord et au Nord-Ouest se trouvent les pentes moyennes à fortes (plus de 12,5%).

- La classe des pentes moyennes (12,5-25%) est répandue surtout au niveau des versants de montagnes où la couverture végétale est dense.
- La classe de pente très forte (plus de 25%) est localisée surtout le long des crêtes de SENELBA et Kef HAOUAS.



Figure I.4 : Site d'étude a proximité d'oued Sedar a 22 kms au Sud de la ville.

I.6. Etude climatique :

L'étude climatique joue un rôle très important, car elle permet de mieux comprendre la relation entre la variabilité climatique et le renouvellement des ressources en eau souterraine (recharge des nappes) qui est une résultante de la précipitation, de l'évaporation et de l'écoulement de surface.

La température, la précipitation et l'évaporation représentent les principaux facteurs climatiques ayant une influence sur le régime hydrologique de la région considérée.

La station météo de Djelfa est la seule qui peut être représentative concernant les valeurs de température et de précipitation (station communiquée par l'office nationale de la météorologie).

Les données météorologiques sur une période de 30 ans (1980-2009), permettent de caractériser le climat de la ville de Djelfa qui se distingue par sa particularité caractérisée à la fois par sa position continentale et sa proximité du Sahara, ce qui lui confère un climat semi-aride, caractérisé par: froid, gelée et neige en hiver, chaleur et aridité en été.

I.6.1. Température :

La température moyenne de la commune de Djelfa variée entre 4°C en hiver et de 27°C en été. Le tableau I.2 montre les variations des températures mensuelles dans la commune entre 1990 et 2009.

L'évolution des valeurs mensuelles de la température durant la période (1990-2009) est illustrée par la figure I.5.

Tableau I.2: Les variations des températures mensuelles entre (1990-2009)

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Avar	Mai	Jun	Juil.	Aout
Moy. T min c°	14.4	12.3	4.3	1.9	0.07	3.4	3.2	7.2	11.2	15.8	18.6	18.5
Moy. T Max c°	26.8	22.5	14.6	9.4	9.5	10.7	17.1	19.3	25.1	30.5	34.7	33.2
Moy. T (°c)	20.6	17.4	9.45	5.65	4.78	7.05	10.15	13.25	18.15	23.15	26.65	25.85

Source : Station météo de la ville de Djelfa (2014)

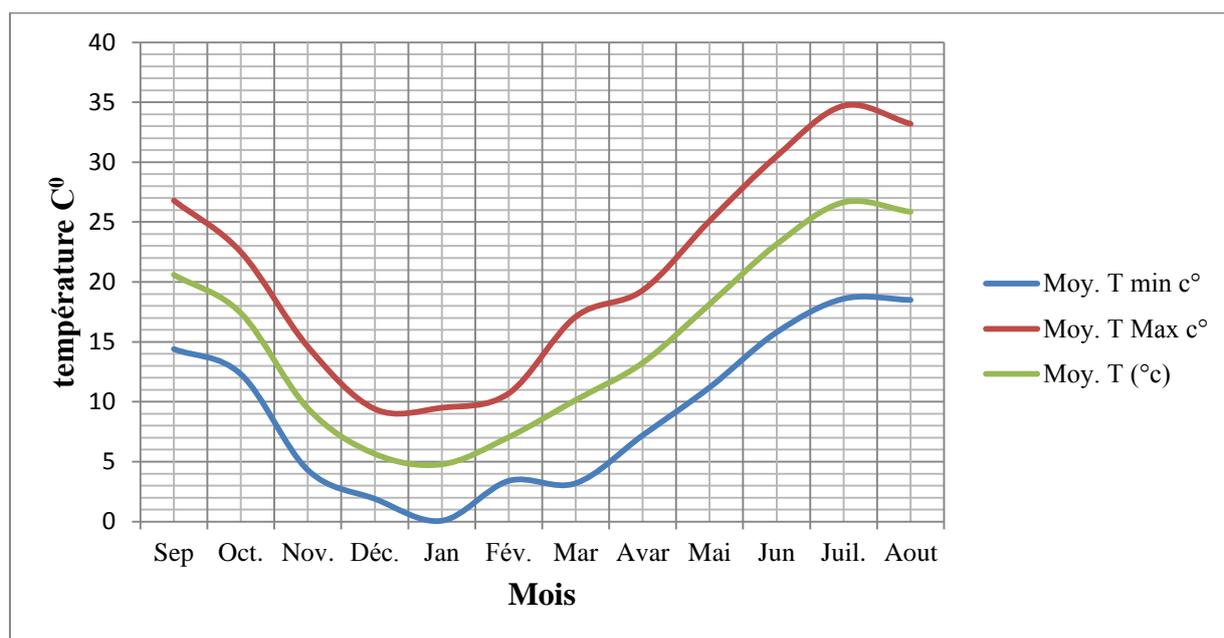


Figure I.5 : Variation mensuelles des températures (1990-2009)

Les températures sont basses en hiver (décembre, Janvier, Février); la courbe est ascendante de façon régulière jusqu'en été (juillet, Août) où elle atteint le maximum, puis elle devient descendante jusqu'en hiver.

I.6.2 Pluviométrie :

La ville de Djelfa présente une irrégularité durant la période d'étude. Les valeurs obtenues font apparaître une période pluvieuse qui s'étend, de (septembre- mai). Coïncidant avec la saison froide, avec des maxima pouvant atteindre (35mm) obtenu au mois d'avril.

Tandis que durant la période sèche (Juin –août), la pluviomètre diminue pour atteindre une valeur minimale de 11,9 mm, observée au mois de Juin.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans le tableau I.3 et illustrée sur la (Fig. I.6)

Tableau I.3: Pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle pour la période (1980 à 2009)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
Pluies (mm)	27.6	24	17.9	24.6	34.4	31	33.2	35	32.9	11.9	13.4	18.2

Source : Station météo de la ville de Djelfa (2014)

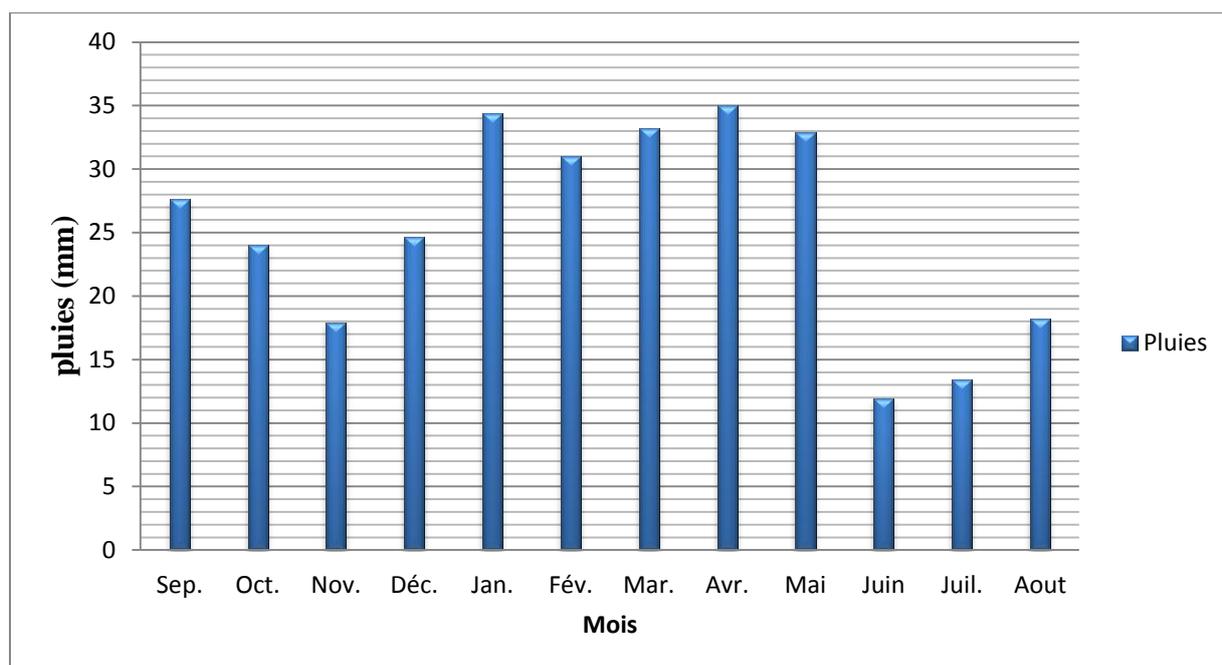


Figure I.6 : Répartition mensuelle des précipitations (1980-2009)

I.6.3 Gelée :

Les gelées sont enregistrées pendant la période, allant de janvier à avril et de novembre à décembre, avec un maximum de (15 jours), obtenu au cours de la saison d'hiver (janvier).

Le tableau I.4 Regroupe les variations moyennes du nombre de jour de gelée.

Tableau I.4: Les variations moyennes de nombre des jours de gelée entre (1992-2009)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
Nbre De jour	0	0	6.3	10.4	14.8	8.9	4.4	1.2	0	0	0	0

Source : Station météo de la ville de Djelfa (2014)

I.6.3 Vent :

Dans la région d'étude, les directions prédominantes des vents sont celles du Sud-Ouest et Nord-Ouest fréquentes en période estivale.

La figure I.7, montre que les valeurs de la vitesse du vent moyenne mensuelle enregistrée, durant la période (1999-2008), sont comprises entre 3.33 m/s (Août) et 9,49 m/s (Septembre).

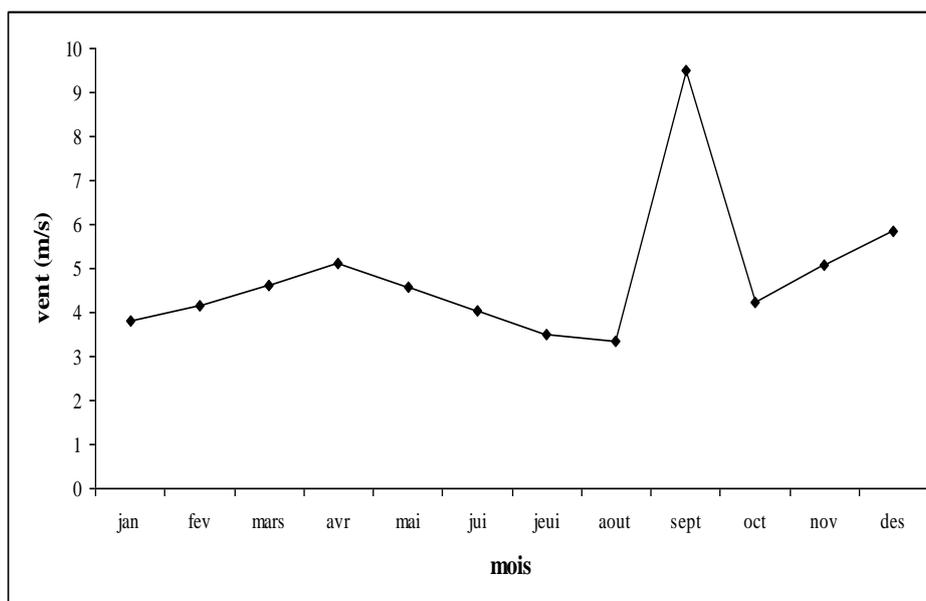


Figure I.7 : Variation de la vitesse du vent moyenne mensuelle à la station de Djelfa (1999-2008).

A noter que l'altitude et le relief sont les facteurs qui influent sur la climatologie. Les observations météorologiques, permettent de noter que le climat de la ville de Djelfa se distingue par sa particularité caractérisée à la fois par sa position continentale, ce qui lui confère un climat semi-aride, caractérisé par: froid, gelée et neige en hiver, chaleur et aridité en été.

I.7. Situation Hydrologique et Hydrographique :

Le réseau hydrographique dans cette région est très dense avec des ramifications à travers l'ensemble des reliefs. La direction des principaux oueds est souvent différente de celle des reliefs, elle leur est fréquemment perpendiculaire Nord-Sud à Nord-Ouest-Sud-Est (à l'exemple des Oueds M'ZI, MESSAAD, El DJORF, etc..). Il arrive cependant qu'elle soit conforme à ces reliefs comme les vallées affluentes développées à l'intérieur des dépressions résultant de l'inversion des reliefs tels est le cas des combes des Djebels LAZREG et de TE BAG au Sud-Ouest de FERNANE et des synclinaux perchés de Bou KAHIL de Djebel ZERGA. Par ailleurs, la plupart des oueds dans cette région, aride à subaride, ne coulent que lorsqu'il pleut. Exception faite de quelques écoulements pérennes liés à des sources importantes. Notons aussi que l'endoréisme constitue, dans cette wilaya, la caractéristique essentielle de l'ensemble du réseau hydrographique, car les oueds coulant vers le nord débouchent dans les bas-fonds des hautes plaines (chotts ou dayas) et ceux du sud se perdent loin sur la plate-forme saharienne, soit dans des dépressions fermées (chotts ou Dayas), très nombreuses sur la hamada, soit sur la surface de la hamada ou dans des champs de sable. (ANRH, 2014).

La figure I.8 le réseau hydrographique du sous bassin versant de l'oued Djelfa – MELAH

Source : ANRH (Djelfa)

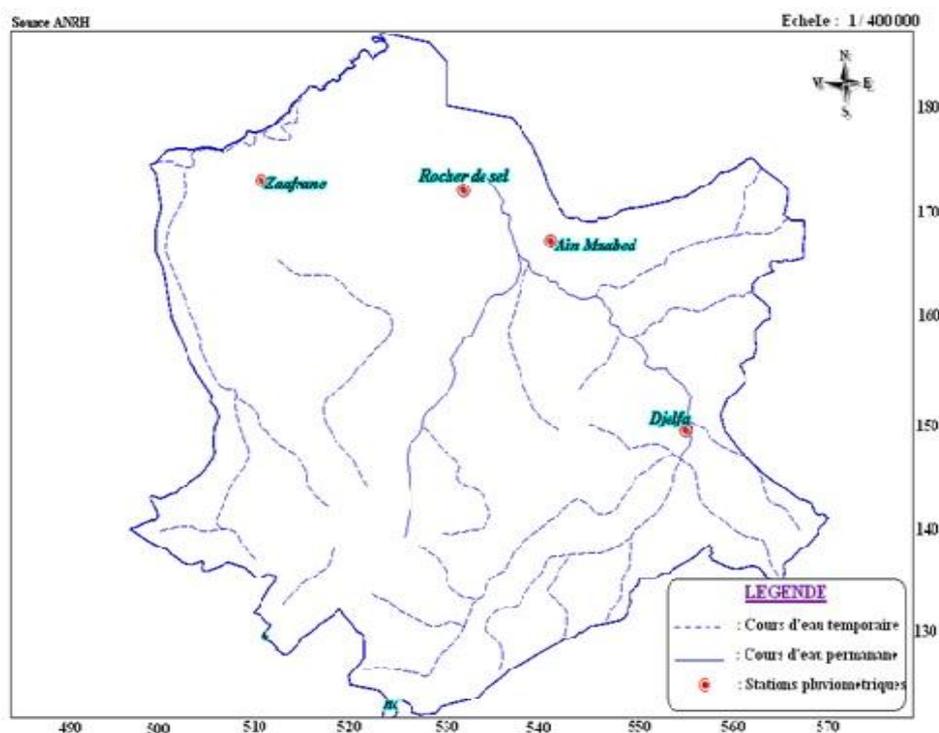


Figure I.8 : Réseau hydrographique du sous bassin versant –L'oued Djelfa MELAH-

I.8 Situation démographique :

Durant les différents recensements de la population effectués, la commune de Djelfa a connue une croissance démographique très conséquente. La population est passée de 30318 habitants en 1966 à 288228 habitants en 2008. Le tableau I.5 montre cette évolution. Les données de direction de la programmation et du suivi budgétaire de la wilaya de Djelfa de l'année 2014 sont mentionnées dans le tableau suivant:

Tableau I.5: Évolution de la population de la ville de Djelfa (1966-2014)

Années	Nombre de population	Croissance	Taux d'accroissement de la commune(%)	Taux de d'accroissement national (%)
1966	30318	/	/	/
1977	47435	17117	6,35	3,21
1987	83162	35727	5,77	3,08
1998	158644	75482	6,67	2,15
2008	288228	129584	6,9	2,41

Tableau I.6 : Répartition de la population par strate au 31/12/2013

Commune	Urbaine (hab.)	Rural (hab.)	Total (hab.)	Taux %
Djelfa	424901	10975	435876	97.48

(Source : Direction de la programmation et du suivi budgétaire de la wilaya de Djelfa, 2014)

I.9 Situation Hydraulique :

I.9.1 Ressources en eaux superficielles:

Au niveau de la wilaya de Djelfa, la mobilisation des ressources en eaux superficielles est très faible pour ne pas dire négligeable, Cette faiblesse est favorisée par des conditions climatiques défavorables :

- Pluviométrie faible irrégulière est souvent torrentielle.
- Evaporation élevée de l'ordre de 800 à 1000 mm/an.

Les ouvrages de mobilisation d'eau superficielle existants sont localisés en majorité au sud de la wilaya, et se limitent à de petits seuils de déviation ou ceds.

- Ced N'Thaila 0.01 m³/s
- Ced Morhma 0.007 m³/s
- Ced Goufa 0.01 m³/s
- Ced Deldoul 0.005 m³/s
- Ced Touazi 0.006 m³/s

Parallèlement, il existe deux (2) ouvrages de dérivation de moyenne importance, il s'agit :

- Taâdmit (ferme pilote) dérivant 0.15 m³/s.
- Rocher de sel (Ain Maâbed) 09 m³/s. (DHW, 2007)

Petits barrages réalisée, A l'échelle Wilaya et pour le développement des ouvrages de mobilisation des eaux en surfaces, il existe 02 petits barrages, réalisés et totalisant une capacité de 2,1 Hm³/an. Les sites sont :

- Hadjia 1,8 Hm³/an
- Toukersane 0,3 Hm³/an. (DHW, 2007)

I.9.2 Ressources en eaux souterraines :

Contrairement aux ressources en eaux superficielles, la mobilisation des ressources en eaux souterraines est très développée occupe une place prépondérante dans la couverture des besoins à l'échelle wilaya. La commune de Djelfa est alimentée par les eaux souterraines captées à partir des nappes aquifères souterraines, par des puits et par des forages.

La nappe d'eau aquifère est une nappe d'eau souterraine contenue dans une couche de roche poreuse. Cette couche de roche, ou strate, contient de nombreux interstices qui, quand ils communiquent, permettent à l'eau de circuler à travers la roche.

Les nappes aquifères les plus courantes sont contenues dans des couches gréseuses ou calcaires. Il existe deux types de nappes aquifères : les nappes aquifères captives et les nappes aquifères libres.

Une nappe aquifère captive est peu ou pas perméable parce que la strate qui la forme est emprisonnée entre deux terrains imperméables. L'eau circule que dans la zone confinée. L'eau est sous pression, et elle jaillit si l'on creuse un puit artésien. Il existe peu de vraies nappes aquifères captives, la plupart laissant des quantités appréciables d'eau s'écouler sur une longue période de temps.

Les nappes aquifères libres ne sont pas recouvertes par une roche imperméable et reçoivent de l'eau d'infiltration par toute leur surface.

La ville de Djelfa actuellement est alimentée à partir de (04) quatre champs de captage (tableau I.7 et figure I.9):

- A) Champ de captage de la zone industrielle ;
- B) Champ de captage d'Ain LOUKARIF (Nord de la ville) ;
- C) Champ de captage d'Oued SEDAR ;
- D) Champ de captage de MAALBA.

Remarque : Le champ de captage de MAALBA presque a été abandonné à cause de mauvaise qualité de ses forages.

Tableau I.7 : Bilan de la production

Désignation	Débit réel (l/s)	Débit réel (m ³ /j)	Débit exploités (l/s)	Débit exploités (m ³ /j)
Champ MAALBA	112	9676,8	47	4060,8
Champ de la zone industrielle	101	8726,4	57	4924,8
Champ de la ville de Djelfa	288	24883,2	173	14947,2
Champ de captage d'Oued	303	26179,2	303	26179,2
Total	804	69465,6	580	50112

Source : ANRH (2012)

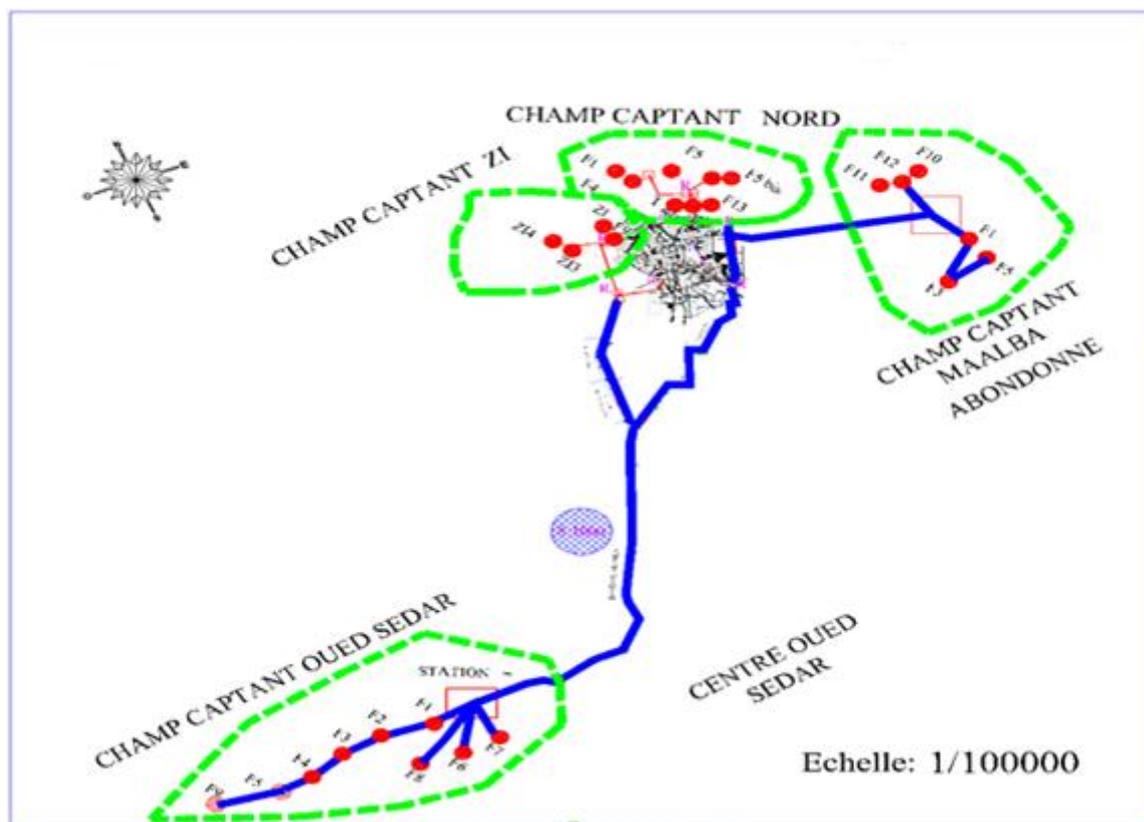


Figure I.9 : Représentation des champs de captage de la ville de Djelfa

I.9.3 Ouvrages de stockage :

Actuellement la ville de Djelfa est alimentée à partir de plusieurs réservoirs et châteaux d'eau de capacité totale de 29000 m³, la plupart des ouvrages sont situés aux alentours de la ville, et leur capacité varie de 50 à 3250 m³ (Source : Control Technique Hydraulique de Djelfa).

Ces ouvrages sont soit uniques soit regroupés en deux, trois ou quatre ouvrages dans une même enceinte de stockage. Ils sont répartis comme suit :

- **Réservoir 2X2500m³ de la zone industrielle:** Ces réservoirs posés, sont parmi les ouvrages les plus anciens de la ville. Ils furent réalisés en 1974 ;
- **Réservoir 2X500m³ la zone industrielle:** Ces deux réservoirs se remplissent à partir des réservoirs 2x2500m³. Auparavant ils assurent le stockage d'eau de unités industrielles ;
- **Réservoirs 3X1200 ELMAKAM, Château d'eau 500 m³ ELMAKAM:** Ce sont les ouvrages les plus anciens de la ville de Djelfa ;
- **Château d'eau 500m³ ELMAKAM:** Ce réservoir situé près des 3x1200m³ à ELMAKAM, était réalisé pour diminuer la pression d'eau de la conduite 600 mm en fonte ;
- **Réservoir 50m³ (Hôpital) :** Réalisé en 1955 pour alimenter l'ancien hôpital de Djelfa.
- **Réservoir 4X3250 (CHIBOUT) :** Ces réservoirs nommés CHIBOUT sont des réservoirs rectangulaires de capacité 3250m³ chacun ;
- **Réservoir 600 m³ cent maison :** Ce réservoir a été construit pendant la période coloniale, réalisé en pierre taillée, il a été alimenté par un puits (puits Merdja) ;
- **Réservoir 3000 m³ :** Réalisé en 1980, ce réservoir est destiné à alimenter l'extension de Djelfa vers l'Est ;
- **Réservoir d'eau 500 m³ (Cheikh Naas) :** Ce château réalisé en 1994, est destiné à alimenter les groupes de BOUTRIFISSE (4 groupes), la cite BOUKHALFA, la cite Omar Driss et BELGHAZEL.

I.10 Conclusion :

La ville de Djelfa forme un corps évolutif, car elle a connu une forte croissance socio-économique une année après l'autre. Elle possède d'importantes potentialités hydriques, notamment celles des eaux souterraines qui restent à exploiter d'une manière rationnelle.

Cette première partie du travail a été consacrée non seulement à présenter les caractéristiques de la ville mais aussi à connaître la réalité urbaine de cette ville, qui pourront faciliter la réalisation des études analytiques en même temps compréhensives et descriptives.

Le système d'alimentation en eau potable doit se développer en parallèle avec l'extension du tissu urbain de la ville et donc avec la situation démographique qui sera développée deuxième partie de ce travail.

Chapitre II :
Estimation des
besoins en eau

II.1. Introduction :

Au cours de ce chapitre, le calcul des besoins en eau de chaque localité de distribution à l'année de référence, l'année actuelle et à l'horizon d'étude 2030 est effectué.

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

II.2. Evolution de la population :

La commune de Djelfa a connu selon les 05 recensements (1966, 1977, 1987, 1998,2008), une croissance démographique très importante.

La population du commun est passée de 30318 habitants en 1966 à 288228 en 2008,

Cette augmentation de population est due aux facteurs suivants :

- L'amélioration des conditions sociales reflétée par la croissance du taux de natalité et baisse de taux de mortalité.
- Le flux migratoire, et l'exode rural à la recherche de sécurité, ou de travail dans la ville. La création de la zone industrielle avec l'implantation de nombreuses unités de production.
- La présence d'un grand nombre d'équipements et de services, ainsi que la réalisation d'un grand nombre de programmes d'habitat dans le cadre des ZHUN (les zones d'habitat urbain nouvelles).

Le nombre d'habitants à un horizon futur donné est déterminé à partir de la relation suivante:

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

- P_n : nombre d'habitants à l'horizon d'étude ;
- P_0 : nombre d'habitants de l'année de référence (2008);
- n : nombre d'années séparant l'horizon d'étude de l'année de référence ;
- T : taux d'accroissement annuel de la population en (%). Ce taux dépend de plusieurs facteurs dont:

- Le taux d'accroissement naturel ;
- Le mouvement migratoire

D'après la direction de la programmation et du suivi budgétaire de la ville de Djelfa le taux d'accroissement est 4,40%.

En se basant sur les données collectées de l'ADE-Djelfa et après avoir entamé une étude approfondie des ressources et aussi estimé la capacité de production, on a pu conclure que la wilaya de Djelfa ne peut pas répondre à ses besoins à long terme à cause de sa forte densité de population d'où le choix de l'année 2030 comme horizon d'étude et d'estimation. Dans le présent travail, une estimation du nombre d'habitants de la ville de Djelfa pour différents horizons a été effectuée. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau II.1 et illustré en figure II.1.

Tableau II.1 : Evolution démographique de la ville de Djelfa à différents horizons

Destination	Commune de Djelfa					
	Horizon	2015	2020	2024	2028	2030
Nombre d'habitants		389619	483217	574043	681940	743271

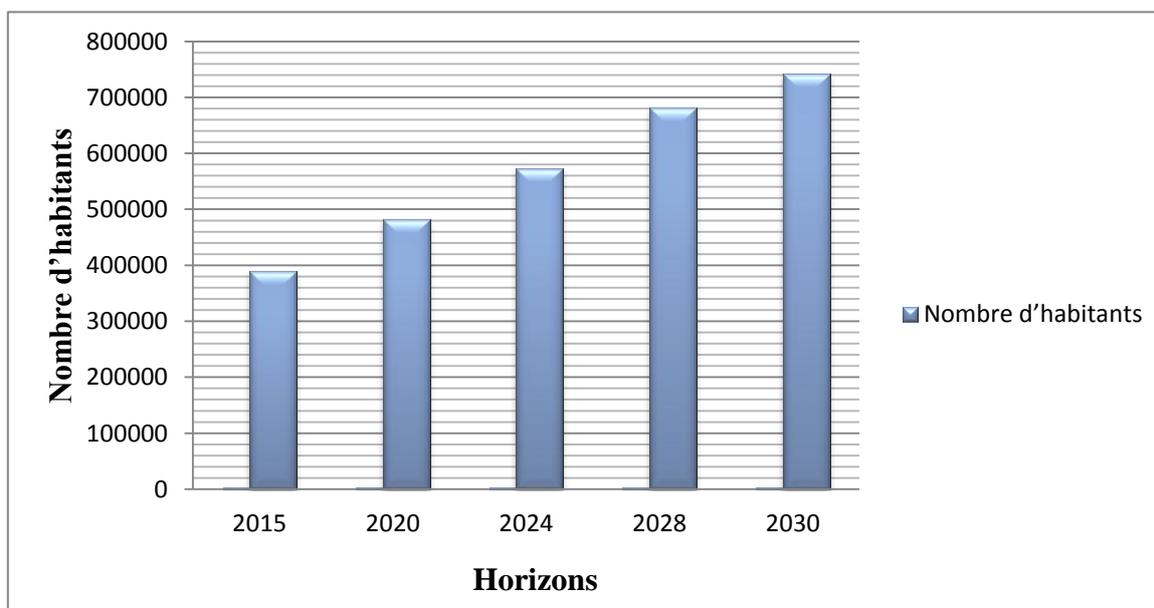


Figure II.1 : Evolution de la population de l'agglomération à différents horizons

II.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière:

a. Besoins domestiques: les besoins domestiques c'est l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux. Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

b. Besoins publics: Les besoins publics regroupent la demande en eau pour : les casernes, les administrations, les hôpitaux, les écoles primaires, moyennes, secondaires, centres de formation, les cantines, le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles.

c. Besoins industriels et agricoles : Les entreprises industrielles et agricoles ont besoins d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie a une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

d. Besoins d'incendie : Ce type de besoin est nécessaire pour la lutte contre l'incendie. Le débit d'incendie est fonction de la nature des habitations de l'agglomération et de sa vocation.

e. Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique) : Ce sont les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristiques.

f. Fuites et gaspillage : Les fuites dépendent de l'état du réseau de distribution. Elles sont évaluées principalement par une mesure nocturne du débit. Le gaspillage dépend en grande partie du mode de tarification de l'eau. Il est considérable pour les distributions sans compteurs et assez importants pour les immeubles. Le gaspillage peut également être important pour certains services publics par exemple : bouches de lavage restant ouvertes au-delà du temps nécessaire. L'ADE de Djelfa estime le taux de fuites actuelles dans le réseau de distribution à 15% et on suppose dans notre calcul que cette valeur restera fixe jusqu'en 2030.

Estimation des Besoins en eau domestiques:

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

Vu le caractère urbain de la zone à alimenter, les besoins en eau seront estimés à la base d'une dotation de 150 l/j/habitant, adopter par l'ADE de Djelfa. La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie par le nombre total des habitants, donnée par la relation suivante:

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

dot: dotation moyenne en (litre/jour/habitant).

N: nombre d'habitants ou consommateurs

Le tableau II.2 présente l'estimation des besoins en eau domestiques à l'horizon 2030

Tableau II.2 : Estimation des besoins domestiques à l'horizon 2030

Localité	Nombre d'habitants N_i (2030)	Q_i (l/j/hab.)	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)
La ville de Djelfa	743271	150	111490,65

D'après le tableau II.2, le débit moyen journalier est égal à 111490,65 m^3/j c'est-à-dire $Q_{\text{moy},j} = 1290,40$ l/s.

a. Les Besoins public :

Selon La direction de la Planification et de l'Aménagement du territoire (DPAT) de la wilaya de Djelfa, Le tableau II.3 résume certains besoins publics de notre commune en 2015.

Tableau II.3 : Estimation des besoins publics

Services	Nombre	Nombre d'usagers	Dotation (L/j/usager)	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)
Wilaya	01	570	10	5.7
Daira	01	62	10	0.62
Centre D'APC	01	/	100	0.1
Branche de commune	06	1062	10	10.62
Postes	07	/	350	0.35
Gendarmerie	02	/	5000	5
Police urbain	07	/	700	0.7
Pompier	02	700	40	28
Banques	06	180	10	1.8
Assurances	07	140	10	1.4
Tribunal	03	85	10	0.85
Sonelgaz	02	60	10	0.6
Caserne	03	/	15000	15
OPGI	01	40	10	0.4
Bureau de Télécommunication	06	240	10	2.4

Lavage des voitures	-	200	100	20
Casoral	01	30	10	0.3
Sub hydraulique	01	20	10	0.2
Sub TP	01	20	10	0.2
Autres bureaux	-	200	10	2
Total	58	3609	/	96.24

Source : DPAT

b. Les Besoins scolaire :

Les besoins scolaires sont calculés en 2015 dans le tableau II.4.

Tableau II.4 : Estimation des besoins scolaires

Type d'équipement	Nombre	Nombre d'utilisateurs	Dotation l/j/utilisateur	$Q_{moy\ j}$ (m^3/j)
Ecole Primaire	88	32344	10	323.44
C.E.M	32	28540	10	285.4
Lycée	13	9405	10	94.05
C.F.P.A	3	6499	10	64.99
Université ext+inter	1	24876	10	248.76
Cités universitaire	7	11000	150	1650
Total	144	112664	/	2666.64

(Source : DPAT)

c. Besoins Sanitaires :

Le tableau II.5 résume les besoins sanitaires en 2015. Selon la direction la Planification et de l'Aménagement du territoire

Tableau II.5 : Estimation des besoins sanitaires

Type d'infrastructure	Nombre	Nbre. de consommateurs	Dotation (l/j)	$Q_{moy\ j}$ (m^3/j)
Salle de soins	03	07	50	0.35
Polyclinique	02	40	250	10
Centre de santé	05	20	250	5
Hôpital	01	330	250	83.9
Maternité Urbain	1	25	250	6.25
Polycliniques Privées	4	/	2000	8
Cabines médicales générales	34	/	100	3.4
Cabines médicales Spécialistes	46	/	100	4.6
Dentiste	35	/	100	3.5
Pharmacies	58	/	100	5.8
Total				130.8

d. Besoins socioculturel : Le tableau II.6 résume les besoins socioculturels.

Tableau II.6: Estimation des besoins socioculturels

Type d'équipement	Nombre	Nombre d'utilisateurs	Dotation (l/j)	$Q_{moy j}$ (m^3/j)
Mosquée	52	26000	10	260
Ecole coranique	02	800	50	40
Maison de culture	01	/	500	0.5
Centre culturel	01	/	400	0.4
Musée	02	/	300	0.3
Cinéma	01	/	100	0.1
crèche	03	380	05	1.9
Service des Handicapés	01	44	50	2.2
Centres sociales	03	240	20	0.48
total	66	27240	/	305.88

(Source : DPAT)

e. Besoins sportifs : Le tableau II.7 résume les besoins sportifs.

Tableau II.7 : Estimation des Besoins sportifs

Type d'équipement	Nombre	Nombre d'utilisateurs	Dotation l/j/usager	$Q_{moy j}$ (m^3/j)
Complexe omnisport	01	500	50	25
Salles omnisports	02	1900	50	95
Piscine olympique	01	100	50	5
Stades	05	-	500	2.5
Champ de tir	01	225	10	2.25
Champ de courses	01	-	3000	3
Maisons de jeunes	05	300	10	3
Total	16	3025	/	135.75

(Source : DPAT)

f. Besoins commerciaux :

Le tableau II.8 résume les besoins commerciaux.

Tableau II.8: Estimation des besoins commerciaux

Type d'équipement	Nombre	Dotation	$Q_{moy j}$ (m^3/j)
Hôtel	32	3500	112
Hamman	25	10000	250
Douche	25	7000	175

marche règlement	07	8000	56
Commerce de gros	543	100	54.3
Cafeterias	125	2000	250
Restaurants	95	3000	285
Boulangeries	59	1000	59
TOTAL	911	/	1241.3

(Source : DPAT)

Le tableau II.9 récapitule l'ensemble des besoins des équipements à l'horizon 2030.

Tableau II.9 : Récapitulation des besoins des équipements totaux à l'horizon 2030

Catégories des besoins	$Q_{\text{moy } j} \text{ (m}^3\text{/j)}$
Public	96.24
Scolaires	2666.64
Sanitaires	130.8
Socioculturels	305.88
Sportifs	135.75
Commerciaux	1241.3
Total	4576.61

g. Cas des fuites et gaspillage :

Les fuites au niveau des réseaux d'adduction et de distribution sont dues à :

- La nature de la conduite ;
- La nature de terrain ;
- La nature de revêtement de la conduite ;
- La qualité d'entretien.

Par mesure de sécurité et pour la compensation des éventuelles fuites pour mieux prévenir les besoins en eau futures, L'ADE estime les fuites dans notre réseau de distribution à 20%

$Q_{\text{moy } j}$.

Le tableau II.10 présente l'estimation des besoins totaux en tenant compte des pertes.

Tableau II.10 : Estimation des besoins totaux moyens pour l'horizon 2030

Horizon	Domestique (m ³ /j)	Equipement (m ³ /j)	Total (m ³ /j)	Débit majoré (m ³ /j)
2030	111490,65	4576,61	116067,26	139280,71

II.4. Étude de la variation de la consommation :

Les débits destinés aux différents usages sont soumis à plusieurs variations en raison de l'irrégularité dans les consommations, ces variations sont de plusieurs sortes :

- Variation annuelles : varient d'une année à l'autre en fonction du climat ;
- Variation mensuelle et saisonnière : dépendent de l'importance de la ville et de saison (température et climat) ;
- Variation journalière : selon le jour de la semaine ;
- Variation horaire : Suivant les heures de la journée .le débit consommé est le plus grand ou plus petit que la moyenne sur 24h. Les variations des débits instantanés dépendent des habitudes locales.

Il faut connaître la variation de consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime du travail des éléments du système et leur dimensionnement.

Variation de la consommation journalière :

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale et une journée où elle est minimale.

-Consommation maximal journalier :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport dépend :

- Du degré de confort de la population.
- De l'importance de la ville.

Nous pouvons écrire par la formule suivante :

$$k_{\max.j} = \frac{Q_{\max.j}}{Q_{\text{moy.j}}}$$

$$\text{Implique que : } Q_{\max,j} = Q_{\text{moy},j} \times k_{\max,j} \quad (\text{II.3})$$

$k_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximum journalière Sachant que : $1,1 < k_{\max,j} < 1,3$ On prend donc : $k_{\max,j} = 1,2$

$Q_{\max,j}$: débit maximal de la journée la plus chargée de l'année.

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier.

- Consommation minimale journalière :

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

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

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

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, sachant que : $0,7 < k_{\min,j} < 0,9$

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

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

Le tableau II.11 indique les consommations minimales et maximales journalières.

Tableau II.11 : Consommation maximal et minimale journalière

localité	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)
Djelfa	139280,71	1,2	167136,852	0,9	125352,63

Variation de la consommation horaire :

Au cours de la journée, la consommation d'eau varie d'une heure à une autre. En effet il existe une heure dans la journée où la consommation est maximale et une autre où elle est minimale.

Les consommations maximales et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ($K_{\max,h}$, $K_{\min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

- Débit moyen horaire :

Ce débit représente une moyenne de consommation en une heure, nous pouvons écrire la formule suivant :

$$Q_{\text{moy,h}} = \frac{Q_{\text{max,j}}}{24} \quad (\text{II.5})$$

$$\text{Alors : } Q_{\text{moy,h}} = 6964,03 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Débit maximum horaire :

Ce débit peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Analytiquement, C'est coefficient exprime l'irrégularité, décomposé par deux autres coefficient ça dépend a les caractéristiques de l'agglomération. On peut le calculer par la formule suivante :

$$K_{\text{max,h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} \quad (\text{II.6})$$

Sachant que :

α_{max} : coefficient dépendant du confort de la région. Généralement il est compris entre 1,2 et 1,4 dans notre cas : $\alpha_{\text{max}} = 1,3$.

β_{max} : Coefficient dépendant du nombre d'habitants. Sa valeur est donnée dans l'**Annexe II-1**.

Dans notre cas on prend : $\alpha_{\text{max}} = 1,3$ et $\beta_{\text{max}} = 1,00$

$$\text{Alors : } K_{\text{max,h}} = 1,3 * 1,00 \rightarrow K_{\text{max,h}} = 1,30$$

- Débit minimum horaire :

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire. Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient β_{min} étroitement lié à l'accroissement de la population. Sa valeur est donnée dans l'**Annexe II-2**.

On peut donc écrire :

$$K_{\text{min,h}} = \alpha_{\text{min}} * \beta_{\text{min}} \quad (\text{II.7})$$

Dans notre cas on prend :

$$\alpha_{\min} = 0,6 \quad \text{et} \quad \beta_{\min} = 0,98$$

$$\text{Alors : } K_{\min.h} = 0,6 * 0,98 \rightarrow K_{\min.h} = 0,588$$

Le tableau II.12 récapitule les consommations maximales et minimales horaires :

Tableau II.12 : Consommations maximale et minimale horaires

Ville	$Q_{\text{moy.h}} \text{ (m}^3/\text{h)}$	$K_{\text{max.h}}$	$Q_{\text{max.h}} \text{ (m}^3/\text{h)}$	$K_{\text{min.h}}$	$Q_{\text{min.h}} \text{ (m}^3/\text{h)}$
Djelfa	6964,03	1,30	9053,24	0,588	4094,85

- Régime de consommation de l'agglomération :

La population de la ville de Djelfa est supérieure à 100 000 habitants (horizon 2030), ce qui correspond à la quatrième colonne du tableau **Annexe II-3**

Tableau II.13: Variation des débits horaires

Heure	Consommation totale		consommation cumulée	
	$Q_{\text{max.j}} = 167136,852 \text{ m}^3/\text{j}$			
H	%	m^3/h	%	m^3/h
00-01	3.35	5599.08	3.35	5599.08
01-02	3.3	5515.52	6.65	11114.60
02-03	3.3	5515.52	9.95	16630.11
03-04	3.2	5348.38	13.15	21978.49
04-05	3.3	5515.52	16.45	27494.01
05-06	3.4	5682.65	19.85	33176.66
06-07	3.85	6434.77	23.7	39611.43
07-08	4.5	7521.16	28.2	47132.59
08-09	5.2	8691.12	33.4	55823.70
09-10	5.1	8523.98	38.5	64347.68
10-11	4.85	8106.14	43.35	72453.82
11-12	4.6	7688.30	47.95	80142.11
12-13	4.6	7688.30	52.55	87830.41

13-14	4.6	7688.30	57.15	95518.70
14-15	4.75	7939.00	61.9	103457.70
15-16	4.7	7855.43	66.6	111313.14
16-17	4.7	7855.43	71.3	119168.57
17-18	4.4	7354.02	75.7	126522.59
18-19	4.4	7354.02	80.1	133876.61
19-20	4.3	7186.88	84.4	141063.50
20-21	4.3	7186.88	88.7	148250.38
21-22	3.8	6351.20	92.5	154601.58
22-23	3.8	6351.20	96.3	160952.78
23-24	3.7	6184.07	100	167136.85
Total	100	167136,85		

A partir de ce tableau, le débit de pointe pour la ville de Djelfa est de : **8691.12m³/h** et survient entre 08h et 09h et le débit minimale est de **5348.38 m³/h** entre 3h et 4h.

La variation de la consommation horaire journalière et le cumul de la consommation sont représentés par les (Fig. II.2) et (Fig. II.3)

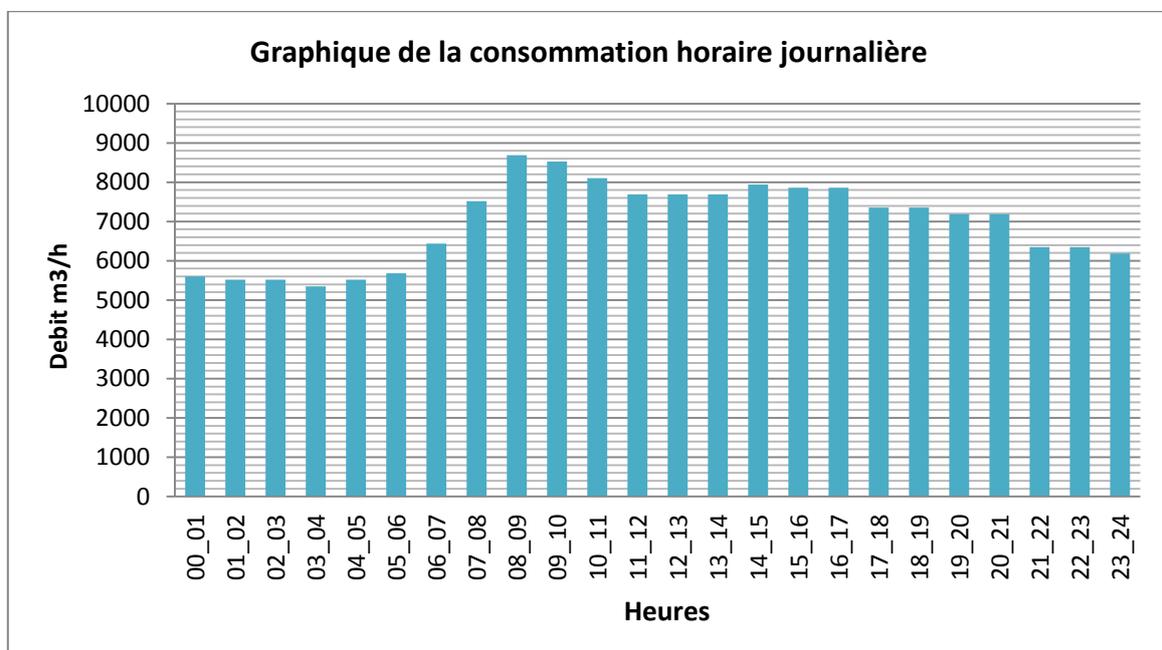


Figure II.2 : Graphique de la consommation horaire journalière

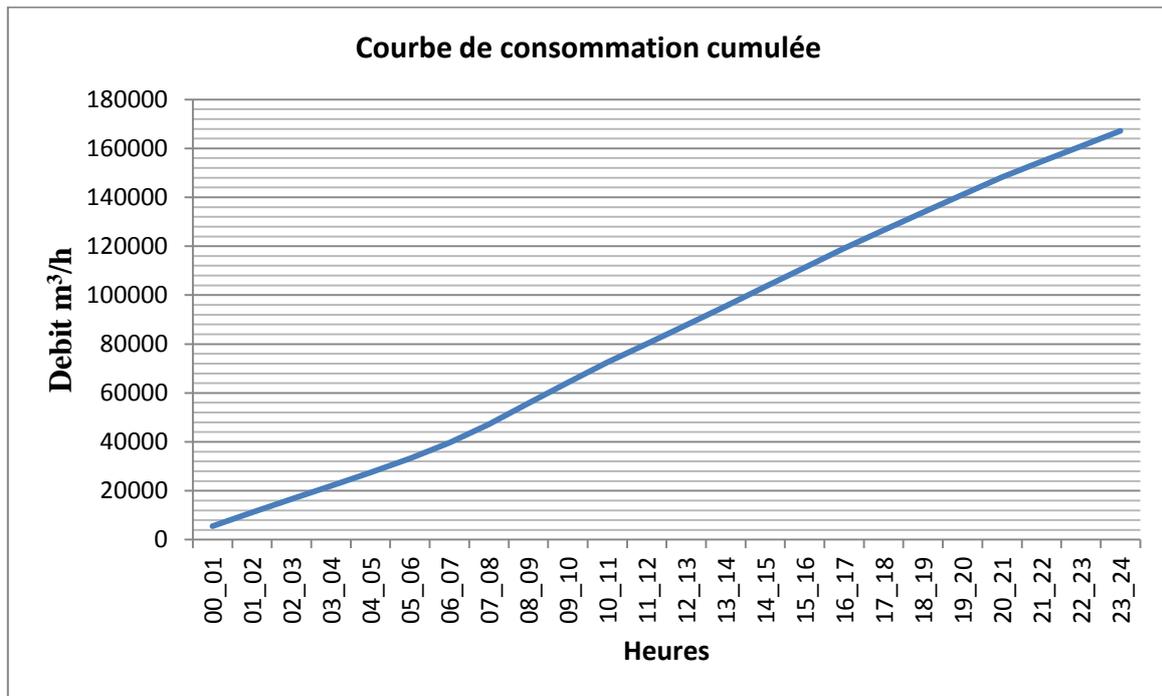


Figure II.3 : Courbe de consommation cumulée

Le tableau II.14 récapitule les résultats du calcul des différents débits à l'horizon 2030.

Tableau II.14: Récapitulation des résultats

Horizon	$Q_{\min,j}$	
2030	(m ³ /j)	(l/s)
	125352,63	1450,84
	$Q_{\text{moy},j}$	
	(m ³ /j)	(l/s)
	139280,71	1612,05
	$Q_{\text{max},j}$	
	(m ³ /j)	(l/s)
	167136,85	1934,45
	$Q_{\text{max},h}$	
	(m ³ /h)	(l/s)
	8691.12	2414,2
	$Q_{\min,h}$	
	(m ³ /h)	(l/s)
5348.38	1485,66	

II.5 Conclusion

A travers ce chapitre, les différentes catégories de consommateurs rencontrés dans la ville de Djelfa ont été approché ainsi que les besoins en eau potable qui leurs correspondent. Cette estimation trouve sa justification du fait que les habitudes de la population sont inconnues.

Ainsi, les différents débits variables dans le temps ont été déduit et qui vont servir comme base de données pour le diagnostic de la situation actuelle et le dimensionnement de notre système d'alimentation en eau appelé à potable garantir la consommation en eau potable de l'agglomération en question.

Chapitre III :
Diagnostic du
systeme Existant

III.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est d'établir un constat sur les conditions du fonctionnement du système d'AEP de la ville de Djelfa par une description approfondie sur l'état actuel et faire une identification de toutes défaillances et des points importants du système de production, pour permettre de concevoir les améliorations de la présente situation.

Le contenu de ce chapitre comporte le diagnostic des points suivants :

- Les points de captage ;
- Les ouvrages de stockage ;
- d'identifier les principales insuffisances et problématiques apparentes ;
- préparer, actualiser mettre en place une base de données organisée relative à l'adduction existante ;
- Proposer des solutions possibles pour couvrir le manque à différents points de manière économique.

III.2. Etat actuel du champ de captage :

Quatre (04) champs de captage existants dans la région, à savoir :

- A) Champ de captage de la zone industrielle ;
- B) Champ de captage d'Ain LOUKARIF (Nord de la ville) ;
- C) Champ de captage d'Oued SEDAR ;
- D) Champ de captage de MAALBA, il est constitué de sept forages donnant une production de 47l/s mais il a été abandonné depuis 2008 par DHW de Djelfa en raison de la mauvaise qualité de son eau, Ce champ de captage n'est pas pris en considération dans la présente étude.

L'enquête effectuée sur terrain et ciblant les différents forages existants au niveau de la zone d'étude, a révélé le constat suivant :

III.2.1. Champ de captage de la zone industrielle

Le champ de la zone industrielle, au Sud-Ouest de la ville, est constitué des forages dénommés **ZI**, qui sont au nombre de six (06), leurs caractéristiques sont présentées dans le tableau III.1 :

Tableau III.1 : Forages du champ de captage de la zone industrielle (Octobre 2014).

Désignation	Forages	Coordonnées	Débit réel (l/s)	Débit réel (m ³ /j)	Débit Exploité (l/s)	Profondeur (m)	Nappes sollicitées
Champ de captage de La Zone Industrielle	ZI1	X=547.00 Y=155.00	10	864	10	200	Turonien
	ZI2	X=549.15 Y=154.45	30	2592	10	199	Turonien
	ZI3	X=547.32 Y=153.45	15	1296	10	250	Turonien
	ZI4	X=547.20 Y=152.25	14	1209.6	10	250	Turonien
	ZI5	X=546.50 Y=154.85	09	777.6	09	250	Albien
	F9	X=548.90 Y=154.20	25	2160	10	200	Barrémien
Total			103	8899.2	59		

Sources : DHW, ADE (Fiche de suivi des forages, 2014)

III.2.2. Champ de captage de la ville de Djelfa:

Le champ de captage de la ville de Djelfa est constitué des forages dénommés **F** et qui sont au nombre de dix (10), dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau III.2.

Tableau III.2 : Forages du champ de captage de la ville de Djelfa (Octobre 2014).

Désignation	Forages	Coordonnées	Débit réel (l/s)	Débit réel (m ³ /j)	Débit Exploité (l/s)	Profondeur (m)	Nappes sollicitées
Champ de captage de la ville de Djelfa	F1	X=548.400 Y=156.500	38	3283.2	26	200	Albien
	F1bis	X=548.300 Y=185.100	30	2592	30	250	Albien
	F2	X=552.500 Y=156.000	36	3110.4	36	250	Turonien
	F3	X=547.350 Y=156.500	12	1036.8	5	170	Albien
	F4	X=550.600 Y=157.100	38	3283.2	15	250	Albien
	F4bis	X=549.706 Y=157.300	15	1296	7	245	Albien
	F5	X=551.100 Y=157.750	22	10.890	12	250	Albien
	F5bis	X=552.050 Y=158.050	22	10.890	22	240	Albien
	TUR	X=551.450 Y=155.725	45	3888	10	270	Turonien
	F6	X=552.250 Y=156.350	30	2592	10	160	Barrémien
Total			288	24883.2	173		

Source: ADE- DHW ((Fiche de suivi des forages, 2014)

III.2.3. Champ de captage d'Oued SEDAR:

Le champ captant d'Oued SEDAR est destiné au renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Djelfa. La région de l'Oued SEDAR est située à 24Kms au sud de la ville, elle est limitée par (Fig. III.1) :

- Au Nord-Ouest par le Djebel RHARBI.
- Au Sud-Est, Djébel HAMIDA
- À l'Est, Oued MAIOUF
- À l'Ouest par l'Oued HIOUHI

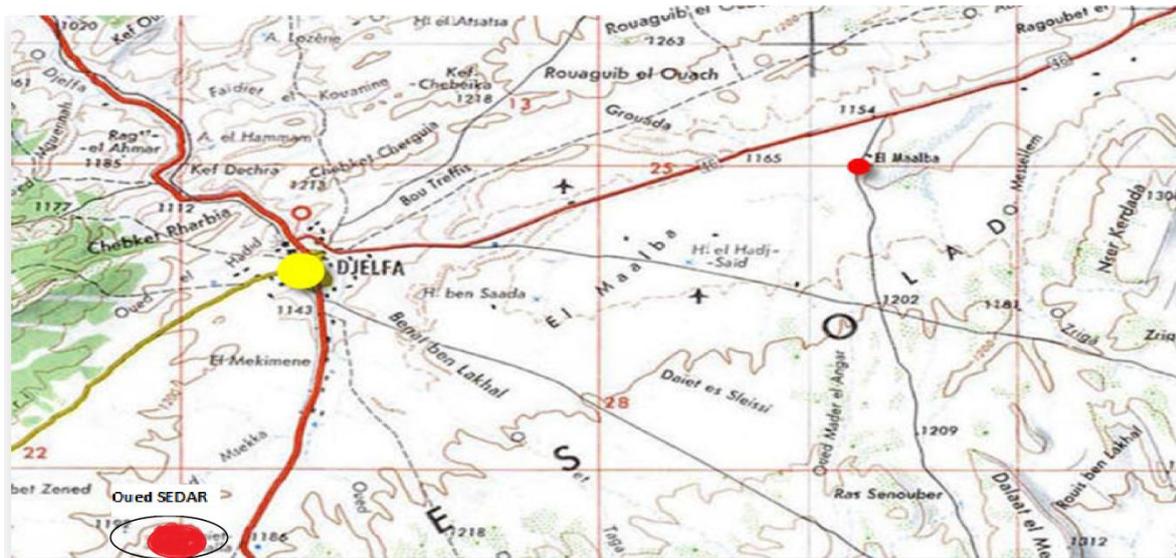


Figure III.1 : Plan de situation d'Oued SEDAR

Echelle1/5000

Une visite de l'ensemble des forages, des canalisations et des équipements électromécaniques a été effectuée, le champ de captage d'oued SEDAR est constitué des forages dénommés OS et qui sont au nombre de neuf (09), réalisés en 2006 (Fig. III.2).

- **Forages OS1, OS2, OS3, OS4, OS5, OS6, OS9 :** dans chacun de ces forages, l'eau est captée par un groupe - pompe vertical immergé installée en 2006 et dont le débit total est de: 238 l/s dans une conduite principal en P.V.C de diamètre 300mm est acheminé jusqu'à deux réservoirs de volume 2x500 m3. Chaque pompe est caractérisée par : $n=2969\text{tr}/\text{mn}$, $p= 65\text{kW}$ de type FLOWSERVE pompes, MEN80-255-250L, Moteur LEROYSOMER.
- **Forages OS7, OS8 :** l'eau est captée par une pompe verticale immergée, pour un débit respectivement : 40l/s et 25l/s, la conduite de refoulement de la pompe jusqu'à la bache

d'accumulation 1000m^3 est en P.V.C. chaque pompe est caractérisée comme suivant:
 $n=2969\text{tr/mn}$ $p=65$ kW de type FLOWSERVE pompes, MEN80-255-250L, Moteur LEROYSOMER.

On constate ce qui suit :

- Absence de la clôture de protection autour de l'abri du forage ;
- Le manomètre ne fonctionne pas ;
- Le câble d'électricité n'est pas protégé ;
- Absence d'une prise d'échantillon pour analyser l'eau ;
- Manque de sonde qui donne le niveau d'eau dans les forages ;
- Les équipements de refoulement défectueux (pas de maintenance, début de corrosion)
- Armoire électrique en bon état ;
- Absence de la fiche technique du forage ainsi que le bulletin du suivi et d'entretien de la pompe du forage.

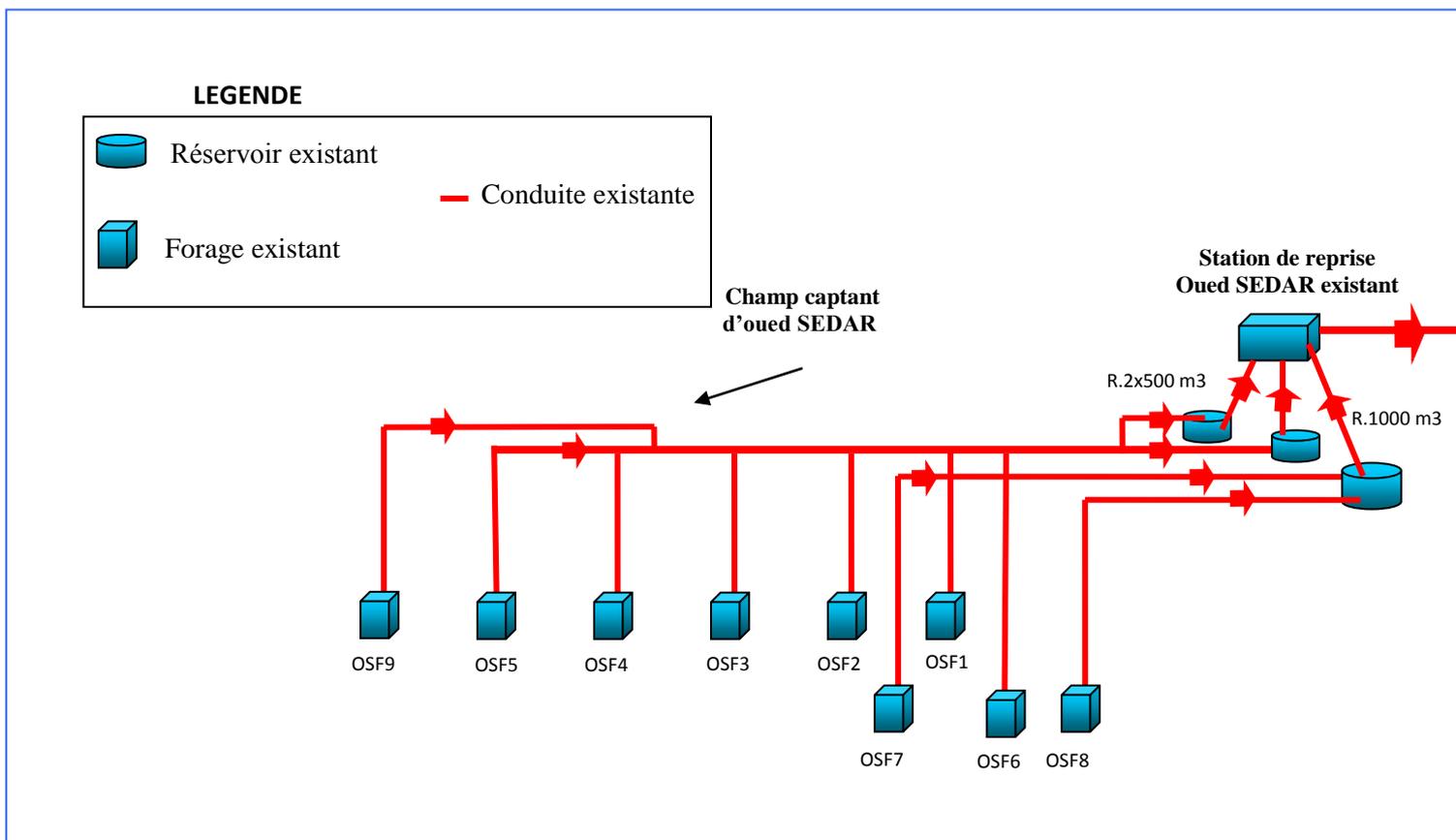


Figure III.2 : Schéma de principe du plan d'interconnexion des forages

Leurs caractéristiques sont reportées dans le tableau III.3 :

Tableau III.3 : Forages du champ de captage d'Oued SEDAR (Octobre 2014).

Désignation	Forges	Coordonnées	Débit (l/s)	Débit (m ³ /j)	Prof (m)	Nappes sollicitées
Champ de captage d'Oued SEDAR	OS1	X=541,663 Y=127,473	27	2332.8	300	Albien
	OS2	X=539,598 Y=126,755	37	3196.8	300	Albien
	OS3	X=538,325 Y=125,856	31	2678.4	300	Albien
	OS4	X=536,900 Y=124,464	35	3024	300	Albien
	OS5	X=535,780 Y=123,751	37	3196.8	300	Albien
	OS6	X=543,900 Y=126,000	35	3024	300	Barrémien
	OS7	X=544,881 Y=127,088	40	3456	300	Barrémien
	OS8	X=541,850 Y=125,625	25	2160	300	Barrémien
	OS9	X=544,480 Y=125,793	36	3110.4	300	Barrémien
Total			303	26179.2		

Source: ADE-DHW (Fiche de suivi des forages, 2014)

III.2.4. Descriptive le champ de captage de MAALBA et les forages abandonnés :

Les caractéristiques des forages du champ captant de MAALBA sont présentées dans le tableau III.4.

Tableau III.4 : Les forages abandonnés

Commune	Forage	Débit (l/s)	Cause d'arrêt	Observation
Djelfa	F1 Mâalba	7	Eau mauvaise qualité bactériologique +Rabattement de la nappe	Excès en Nitrate
	F3Mâalba	4		
	F5 Mâalba	1		
	F10 Mâalba	10	Eau saumâtre	Excès en Chlorure de sodium
	F11 Mâalba	20	Eau saumâtre	Excès en Chlorure de sodium
	F12 Mâalba	20	Eau saumâtre	Excès en Chlorure de sodium
	F2	7	Eau mauvaise qualité bactériologique	Presence de Coliforme
	F3	20		
	F6	0	Rabattement de la nappe	/
	F7	8	Rabattement de la nappe	/
	ZI2Bis	10	Deformation de tubage	Forage de remplacement en cours de réalisation
	ZI3	3	rabattement de la nappe	/
	ZI4	2	rabattement de la nappe	/
	F5Juillet	3	rabattement de la nappe	/
	F.O.Obeidalla	1	Rabattement de la nappe	/
Total		116		

Source: ADE+DHW

Le tableau III.5 récapitule la production totale des différents captages

Tableau III.5 : Récapitulation Bilan de la production

Ressources		Débit réel l/s	Débit réel m ³ /j	Débit exploités l/s	Débit exploités m ³ /j
Champ de captage	la zone industrielle	101	8726.4	59	5097.6
	la ville de Djelfa	288	24883.20	173	14947.2
	Oued SEDAR	303	26179.2	303	26179.2
Total		692	59788.8	535	46224

Remarque : On constate que le débit global exploité des forages représente 77.31 % du débit réel de l'ensemble des forages.

III.3. Ouvrages de stockage d'eau potable

III.3.1. Ouvrages de stockage d'eau potable existants

La ville de Djelfa est alimentée actuellement à partir de plusieurs réservoirs et châteaux d'eau de capacité totale de 29000 m³, la plupart des ouvrages sont situés aux alentours de la ville, et leur capacité varie de 50 à 3250 m³. Ces ouvrages sont soit uniques soit regroupés en deux, trois ou quatre ouvrages dans une même enceinte de stockage (Source : CTH). Ils sont répartis comme suit :

a) Réservoir 2X2500m³ de la zone industrielle

Ces réservoirs posés, sont parmi les ouvrages les plus anciens de la ville, réalisés en 1974. Leur objectif initial était de stocker les eaux des forages du champ de captage de la zone industrielle. Ces réservoirs viennent d'être réhabilités en 2006 (Fig. III.4) pour recevoir les eaux du champ captant de l'oued SEDAR. Les constatations faites lors de notre visite sont :

- Une clôture de protection en mauvaise état ;
- Disparition de l'étanchéité de la coupole ;
- Manque de peinture et d'étanchéité extérieure ;
- L'arrivée de l'eau se fait par surverse ;
- Absence du flotteur;
- L'existence de la conduite du trop-plein à l'intérieur du réservoir.



Figure III.4 : Réservoir 2X2500m³ de la zone industriel

b) Réservoir 2X500m³ la zone industrielle:

Ces deux réservoirs se remplissent à partir des réservoirs 2x2500m³. Auparavant ils assurent le stockage d'eau des unités industrielles. Actuellement ils servent à alimenter la ZHUN Ouest-Sud et quelques unités industrielles.

Les principaux problèmes sont les suivants :

- Mauvaise étanchéité de la coupole.
- Manque du flotteur.
- Manque d'entretien des installations.

c) Réservoirs 3X1200 ELMAKAM, Château d'eau 500 m³ ELMAKAM

Réservoirs 3X1200 ELMAKAM : Ce sont les ouvrages les plus anciens de la ville de Djelfa. Ils alimentent la ville depuis 1950. Actuellement 2 ouvrages sont abandonnés. Ces réservoirs enterrés se remplissent par une conduite principale de diamètre 600 mm en fonte, à partir des réservoirs 4 x 3250 m³.

Château d'eau 500m³ ELMAKAM : Ce réservoir situé près des réservoirs 3x1200m³ à ELMAKAM, était réalisé pour diminuer la pression d'eau de la conduite 600 mm en fonte. Celle si remplisse ce château d'eau de 20 m de hauteur, celui-ci remplit les réservoirs. Actuellement il est utilisé pour l'AEP du centre-ville.

d) Réservoir 50m³ (Hôpital)

Réalisé en 1955 pour alimenter l'ancien hôpital de Djelfa. Auparavant il se remplissait à partir d'une conduite 200 mm venant du puits amont (ancien puits à Rous ELAYOUNE, actuellement abandonné). Actuellement il se remplit à partir du réseau urbain

e) Réservoir 4X3250 (CHIBOUT) :

Ces réservoirs nommés CHIBOUT sont des réservoirs rectangulaires de capacité 3250m³chacun. La capacité totale de 13000 m³. Cet ouvrage est d'une capacité importante. Il se remplit à partir de champ de captage Nord. Cet ouvrage fut réalisé en 1980 pour alimenter la ville. Actuellement il sert à l'alimentation de la ville, et à remplir les réservoirs 3X1200m³ (2 à l'arrêt) et le château d'eau 500 m³ d'EL MAKAAM.

f) Réservoir 600 m³ cent maison

Ce réservoir a été construit pendant la période coloniale, réalisé en pierre taillée, il a été alimenté par un puits (puits MERDJA). Ce réservoir réhabilité en 2004, se remplit à partir du réservoir 4X3250 (CHIBOUT) cet ouvrage alimente les cités (100maisons BELGHAZEL SOUK ERRAHMA), par une conduite 200 mm en amiante ciment.

g) Réservoir 3000 m³

Réalisé en 1980, ce réservoir est destiné à alimenter l'extension de Djelfa vers l'Est. Auparavant, ce réservoir se remplissait à partir du réservoir 4X3250 m³, qui aboutissent à une station de reprise située près de l'hôpital de Djelfa. Cette station d'une capacité 200m³ refoule l'eau vers le réservoir 3000 m³. Actuellement ce réservoir se remplit par la conduite de refoulement en DN450 mm (En Fonte) du champ captant Oued SEDAR (Fig. III.5).

h) Réservoir d'eau 500 m³ (CHEIKH NAAS)

Ce château réalisé en 1994, est destiné à alimenter les groupes de BOUTRIFISSE (4 groupes), la cite BOUKHALFA, la cite Omar Driss et BELGHAZEL. Ce réservoir se remplit actuellement à partir du champ captant d'Oued SEDAR (Fig. III.5), par une conduite amiante ciment 400mm.

III.3.2. Réservoirs en cours de réalisation

D'autres réservoirs destinés à renforcer l'AEP de la ville de Djelfa, sont en cours de réalisation, afin de préparation aussi a transfert Sud-Nord il s'agit de :

- Réservoir de stockage projeté de 60 000 m³ (4x15000 M3) ; (étude SAFAGE 2010)
- Un réservoir 2000m³ (bâche d'aspiration) achevé à 100% près à la station de pompage d'Oued SEDAR pour augmenter l'eau stockée.
- Un réservoir 1000m³ situé près de la cité universitaire Filles, destiné à alimenter les extensions vers le sud.
- Un réservoir 500m³ surélève à Ain Sérer destiné à renforcer l'AEP des groupes de BOUTREIFISSE.
- Un réservoir 500m³ surélevé près des réservoirs 4X3250m³ destiné à alimenter la zone haute de BARNADA.

La capacité globale en cours de réalisation est donc de 64 000m³. **Source : (DHW2014)**

La figure III.5 représente le schéma des réservoirs alimentés par le champ captant d'oued SEDAR

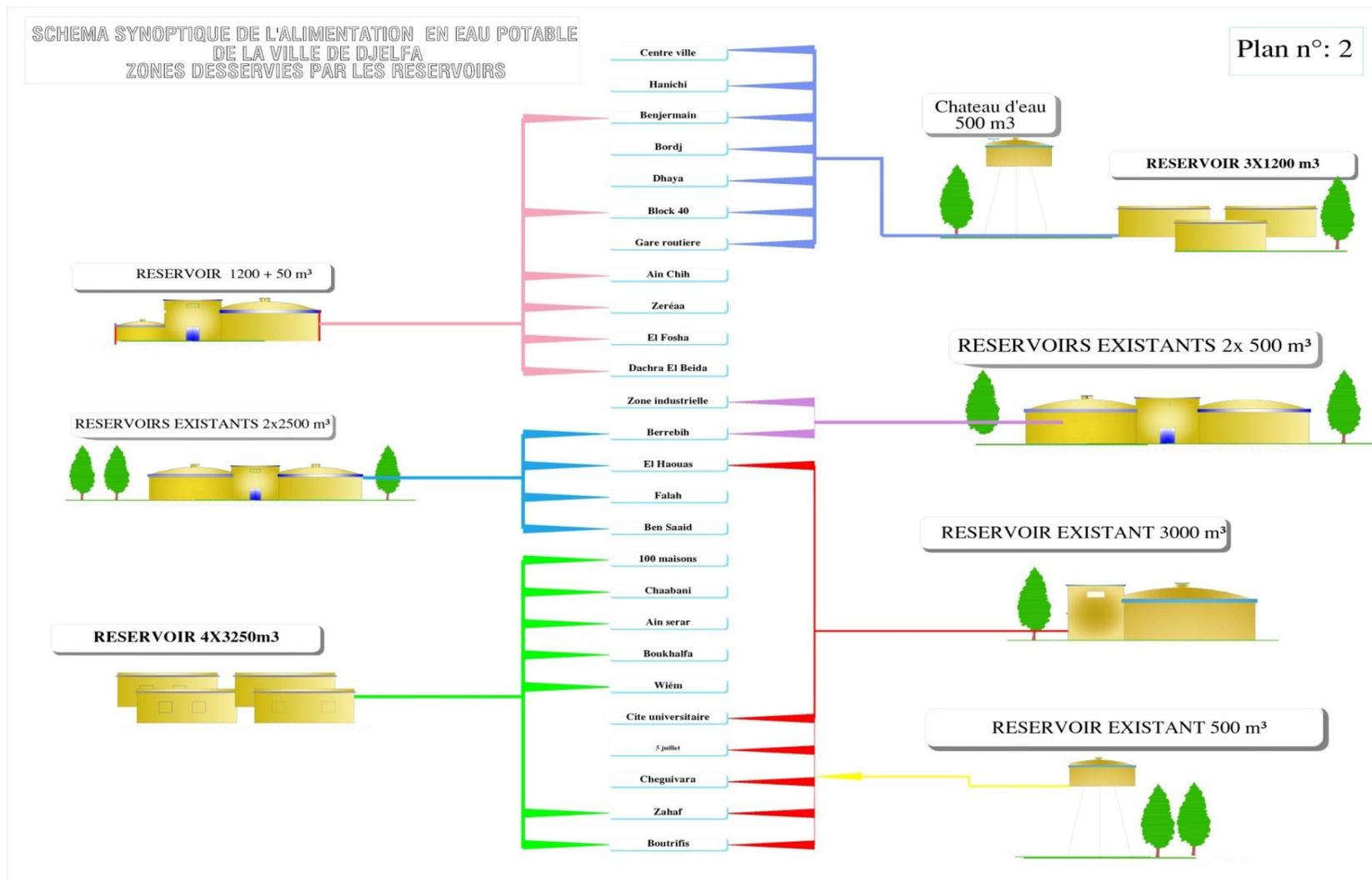
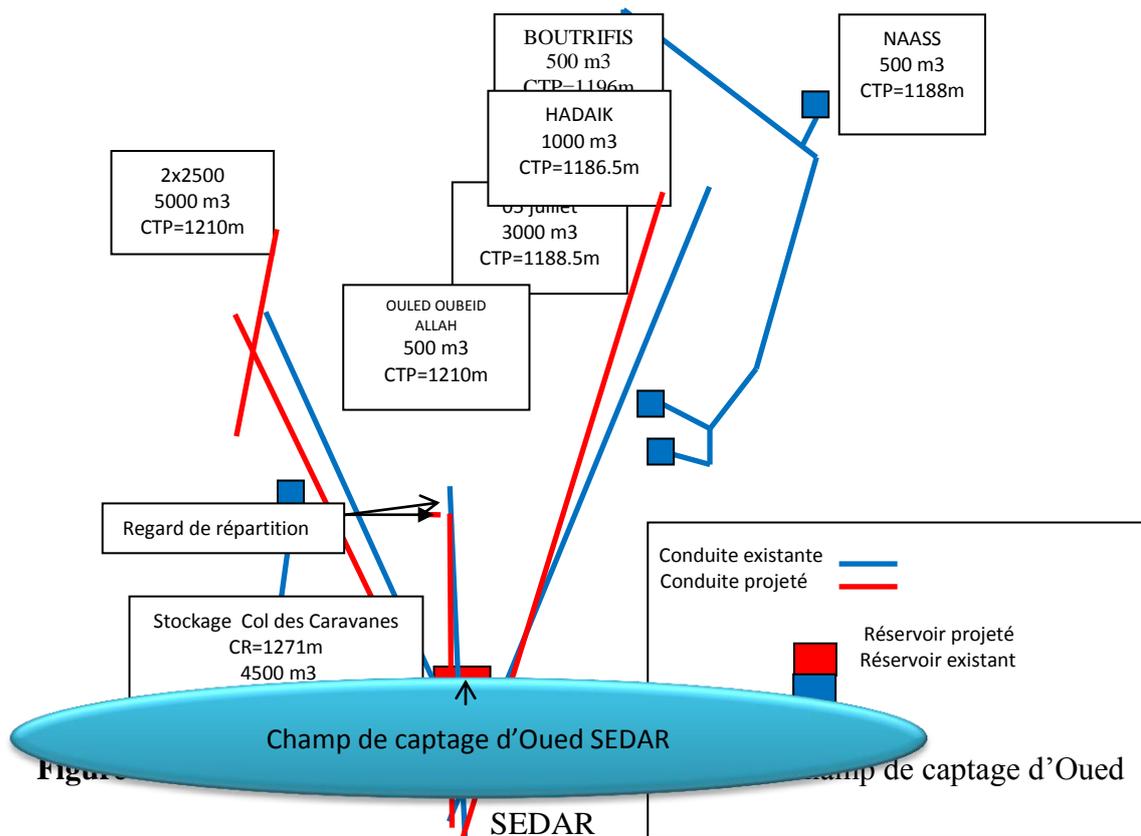


Figure III.5 : Réservoirs de stockage alimentés par le champ de captage Oued SEDAR



Le tableau III.6 récapitule les volumes de stockage des réservoirs.

Tableau III.6 : Récapitulation les volumes de stockage des réservoirs

Stockage existant m3	Stockage en cours m3	Capacité totale m3
29000	4000	33000

Source: DHW (2014)

III.4. Station de pompages et de reprise

Lorsque les pompes installées dans les forages n'assurent pas le refoulement d'eau vers les ouvrages de stockage situés à des points très hauts. On installe une station intermédiaire équipée de pompes, appelée station de reprise pour reprendre le pompage vers ces réservoirs. La ville de Djelfa est dotée de cinq stations de reprise : Station nord (Route d'Alger), Station de MAALBA (à l'arrêt), Station de l'Oued SEDAR, Station Hôpital (située non loin de l'hôpital) et la station d'AIN SRERE qui vient d'être achevée.

- Station Nord : Q=90 l/s HMT 100 m
- Station de l'Hôpital : Q= 40 l/s HMT 60 m
- Station Oued SEDAR : Q= 277.5 l/s HMT 100 m
- Station de Ain SRERE : Q= 20 l/s HMT 60 m.

III.4.1. Descriptive la station de pompage d'Oued SEDAR

Précédemment en 2006 la station de pompage d'Oued SEDAR fonctionne avec 3 pompes dont 2 de secours (figue III.6) chacune pompes d'elle refoule $333\text{m}^3/\text{h}$ c.à.d. 92.5 l/s . Total = $3 \times 92.5 = 277.5\text{ l/s}$. Le tableau III.7 regroupe les débits de la station de pompage d'oued SEDAR.

Tableau III.7 : Récapitulation les débits de la Station de pompage

Station de pompage	Débit Refoule (m ³ /h)	Débit Refoule (l/s)
Pompe 1	333	92.5
Pompe 2	333	92.5
Pompe 3	333	92.5
Total	999	277.5



Figure III.6 : Pompes horizontales de la station de reprise d'Oued SEDAR

Il a été constaté ce qui suit :

- Absence d'anomalie dans l'entretien des pompes ;
- Les pompes utilisées comme pompe de secours sont en bon état ;
- Les équipements (robinet, joints, ce qui entraîne des fuites).
- Absence d'anomalie dans le réservoir anti-bélier ;
- Absence d'anomalie sur le compteur ;
- La tuyauterie est en mauvais état ;
- Absence d'anomalie dans le clapet anti retour ;
- L'armoire électrique de commande est mal placée ;
- Absence d'anomalie dans les câbles électriques ;

Par ailleurs des travaux de réhabilitation ont été recommandés en matière de :

- Génie-civil : étanchéité, dallage, réparation de portes, fenêtres, clôtures, etc.
- Equipements hydrauliques :
 - Pose des équipements manquants (robinet, manomètres, compteurs, etc.) ;
 - Remplacement des équipements dégradés ou mal adaptés.

III.5. Conduite d'amenée :

Sa nature est en fonte ductile et ne date que de 2007, elle est destinée au transport de l'eau a une longueur de 12639m et de 500mm de diamètre à partir de la station de pompage jusqu' au réservoir Tampon puis jusqu' au regard de répartition, il est divisé en deux parties, la première partie représente la ceinture Ouest vers les deux réservoirs 2 x 2500m³ avec une longueur 10038m et 315mm de diamètre. La seconde c'est la ceinture Est vers R.3000m³ (cité 05 juillet) et R.1000m³ (HADAIK) qui a une longueur de 12370m et un diamètre de 300mm. Lors de notre visite, nous avons constaté que cette conduite est en bon état, le seul problème est qu'il y a des fuites au niveau de quelques joints de raccordement qui demande une réparation.

III.6. Recommandation

Après avoir établi un diagnostic du système d'alimentation en eau potable, les recommandations résument comme suit :

III.6.1. Perspectives concernant les points de captages :

- Construire des abris pour chaque forage
- Vérifier et installer les protections des transformateurs comme des fusibles.
- Déterminer les paramètres de la nappe comme le niveau statique (N.S), niveau dynamique (N.D).Le débit spécifique et le débit maximum d'exploitation pour le choix du groupe électro pompe immergé soit adapté (refaire l'essai de pompage de tous les forages).
- Entretenir les robinets vannes, les ventouses et les conduites de refoulements.

- Pour le bon fonctionnement d'un forage, il est nécessaire que l'installation soit pourvue d'un minimum d'équipements techniques (une prise d'échantillon, une sonde)

III.6.2. Perspectives concernant les réservoirs :

- Installer des compteurs au niveau de la conduite de distribution pour l'ensemble des réservoirs.

- Installer un by-pass pour le réservoir 2X2500m³ la zone industrielle ;
- Installer des capteurs de niveau pour chaque réservoir ;
- Installer un flotteur dans le réservoir 2X2500m³ la zone industrielle ;
- Assurer la bonne étanchéité de la coupole 2X500m³ la zone industrielle.

Les réservoirs dont la durée est généralement longue, pour qu'ils gardent leur état et leur bon fonctionnement, il faut faire :

- Un contrôle semestriel,
- Etat de l'ouvrage
- Aération : Obstruction et détérioration des grilles de protection et filtres
- Trop plein de vidange : Fonctionnement et étanchéité des clapets, nettoyage
- Conduite, robinetterie : Etanchéité, accessibilité, état
- Contrôle des pertes d'eau et de l'appareillage de mesure.
- Nettoyage : Les opérations, désinfection des réservoirs, comportent les diverses phases suivantes :
 1. Nettoyage proprement dit : Soit par brossage, raclage manuel (les petits réservoirs), soit par voie chimique en utilisant les produits ayant un pouvoir dissolvant vis à vis des dépôts.
 2. Décapage de dépôts et rinçage des parois des cuves et du radier, au jet sous pression, en prenant soin de ne pas détériorer le revêtement éventuel.
 3. Remise en cause de l'eau de la cuve et contrôle de la qualité de l'eau.

III.7. Bilan : Besoins - Ressources :

III.7.1. Situation actuelle :

Si on tient compte de la ressource mobilisée actuellement pour l'alimentation en eau potable de la ville de Djelfa, le bilan ressources-besoins pour différents horizons s'établit dans le tableau III.8 et illustré en figure III.7.

Tableau III.8 : Bilan sans apport extérieur

Horizon	Besoins (m ³ /j)	Apports (m ³ /j)	Surplus (m ³ /j)	Déficits (m ³ /j)
2014	87201.09	46224	-	40977.09

2015	90748.02	46224	-	44524.02
2020	110965.19	46224	-	64741.19
2030	167136.85	46224	-	120912.85

Nous notons que l'arrêt de champ captant de MAALBA a eu un impact significatif sur les apports et l'augmentation des déficits.

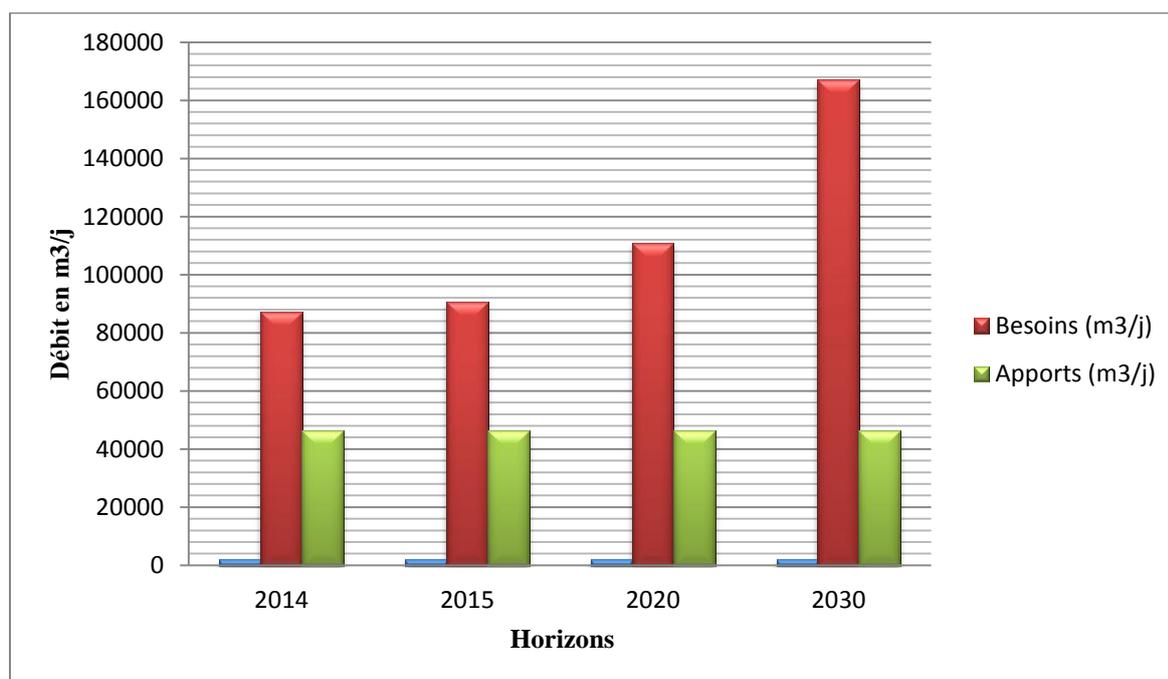


Figure III.7 : Bilan des ressources sans un apport extérieur

L'examen du bilan entre les besoins et les ressources en eau potable (Tableau III.8 – Fig. III.7) met en évidence l'existence d'un déficit en situation actuelle. Ce déficit s'accroît dans le futur.

Le déficit aux différents horizons peut aller jusqu'à $120912.85 \text{ m}^3/\text{j} \approx 1400 \text{ l/s}$ en 2030.

La Direction des ressources en eau de Djelfa prévoit le renforcement du système de production actuel à partir des 13 forages projetés (OS10...OS22) du champ captant d'oued SEDAR dont 03 seront bientôt exploités à savoir : (OS10 : déjà réalisé; OS13 : en cours de réalisation; OS16 : en phase démarrage), chacun refoule 35l/s alors le débit supplémentaire est estimé à 455 l/s.

On peut donc écrire : $13 \times 35 = 455 \text{ l/s}$.

Avec le transfert « Sud/Nord », la ville de Djelfa bénéficiera d'un point de desserte important. Les études de faisabilité faites en 2004 prévoyaient pour la ville de Djelfa un débit supplémentaire de $(800 \text{ l/s} = 69120 \text{ m}^3/\text{j})$ pour 2020 qui rentrera en vigueur en 2015 selon la

DRE. Bien que l'apport du transfert « Sud/Nord » soit conséquent et primordial pour la ville de Djelfa, il ne couvre pas à lui seul les besoins en Eau.

On peut donc écrire : $1400 - 800 = 600 \text{ l/s}$

Afin de couvrir les besoins en eau actuels et futurs et sachant que l'apport extérieur (800 l/s) résultant du futur transfert « Sud/Nord » qui rentrera en vigueur à l'horizon 2015 selon la DRE, pour transférer le débit prévu de 600 l/s il est nécessaire de renforcer la capacité de production, à court, moyen et à long terme par l'exploitation des forages projetés, le débit supplémentaire des 13 forages projetés du champ captant d'oued SEDAR est estimé à 455 l/s, ajouter à cela les 180 l/s apportés pas d'autres forages projetés du champ captant DZEIRA.

On peut donc écrire : $455 + 180 = 635 \text{ l/s}$

Actuellement la station de pompage d'Oued SEDAR fonctionne avec 3 pompes dont 2 de secours, chacune d'elle refoule un débit de $333 \text{ m}^3/\text{h}$ c.à.d. 92.5 l/s . Total = $3 \times 92.5 = 277.5 \text{ l/s}$;

En fonctionnant avec 4 pompes elle peut refouler un débit de : $277.5 + 92.5 = 370 \text{ l/s}$; Cette option nous permet d'injecter un débit de 35 l/s du forage OS16 car :

- Les 9 forages existants (OS1...OS9) apporte un débit de 303 l/s ; ajouter à cela le débit de 35 l/s sus cité, on aura un débit de : $338 \text{ l/s} < 370 \text{ l/s}$;

La somme du débit total des 12 forages projetés (OS10...OS22) sans le forage OS16 est de : $12 \times 35 = 420 \text{ l/s}$; Donc le débit nécessaire à soutirer du champ captant DZEIRA est de 180 l/s (figures III.8 et III.9), car : $420 + 180 = 600 \text{ l/s}$.

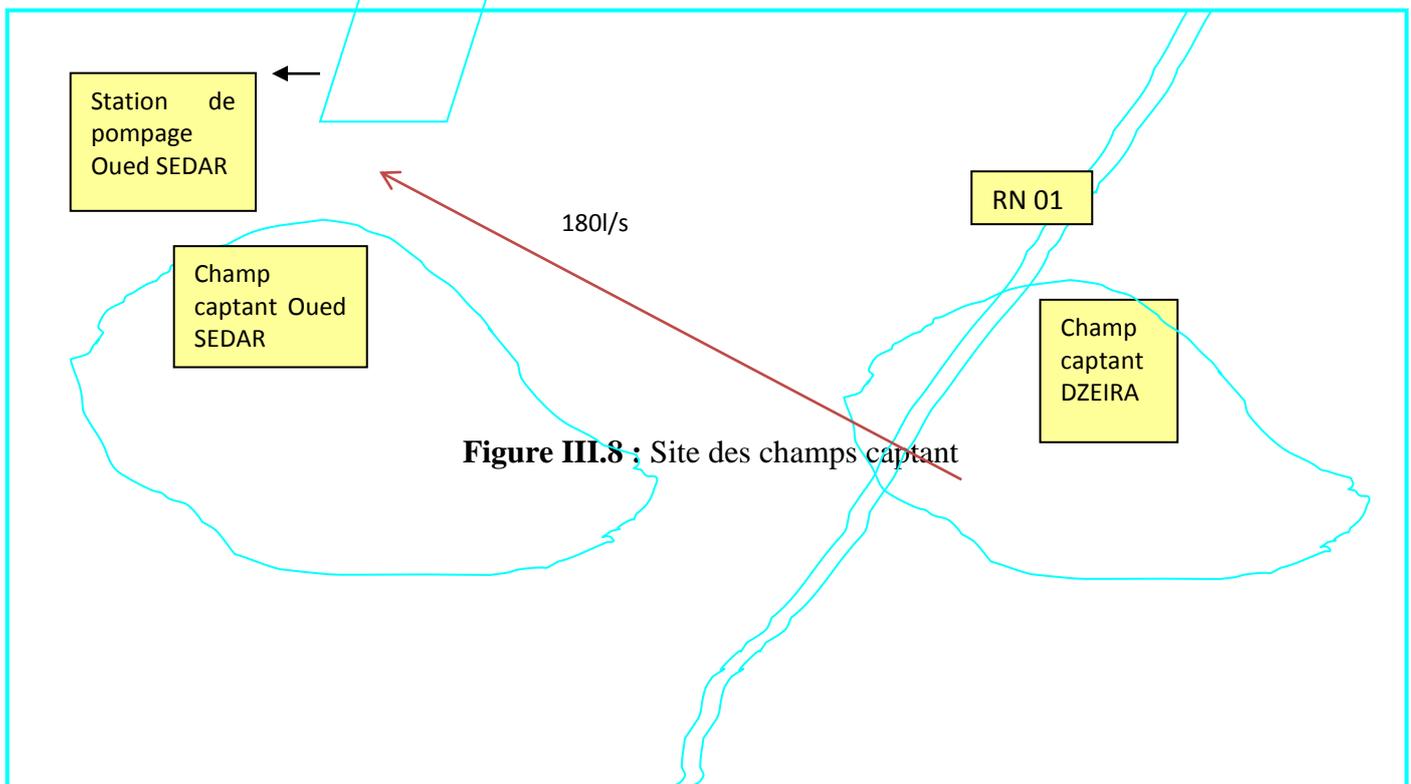
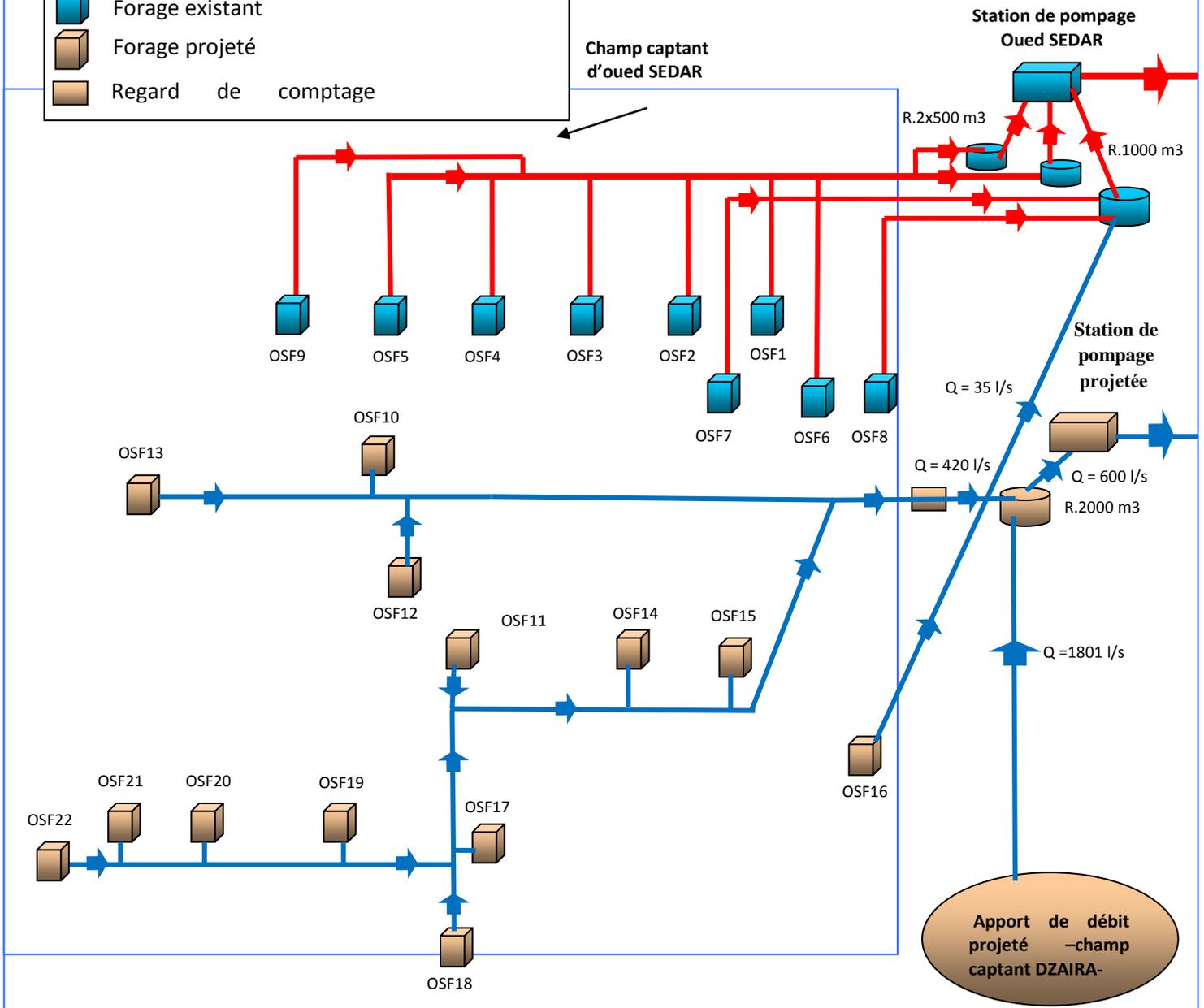
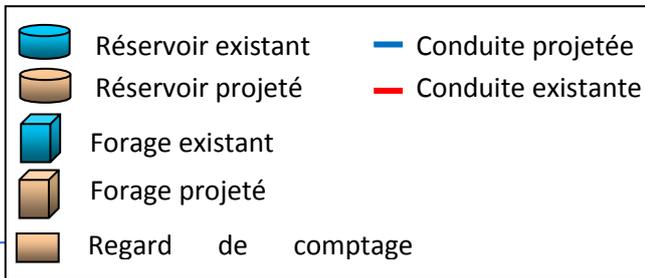


Figure III.8 : Site des champs captant

SCHEMA DE PRINCIPE DU PLAN D'INTERCONNEXION DES FORAGES PROJETES VERS LA SP PROJETEE

LEGENDE



Champ de captage	la zone industrielle	59	5097.6
	la ville de Djelfa	173	14947.2
	Oued SEDAR	303	26179.2
	Oued SEDAR Nouvelles 13 forages	455	39312

	Transfert « Sud/Nord »	800	69120
	DZAIRA	180	15552
	Total	1970	170208

Le bilan ressources-besoins après l'apport extérieur est présenté dans le tableau III.10 et illustré en figure III.10.

Tableau III.10 : Bilan après l'exploitation de l'apport extérieur

Horizon	Besoins (m ³ /j)	Apports (m ³ /j)	Surplus (m ³ /j)	Déficits (m ³ /j)
2014	87201.09	170208	83006.91	-
2015	90748.02	170208	79459.98	-
2020	110965.19	170208	59242.81	-
2030	167136.85	170208	3071.15	-

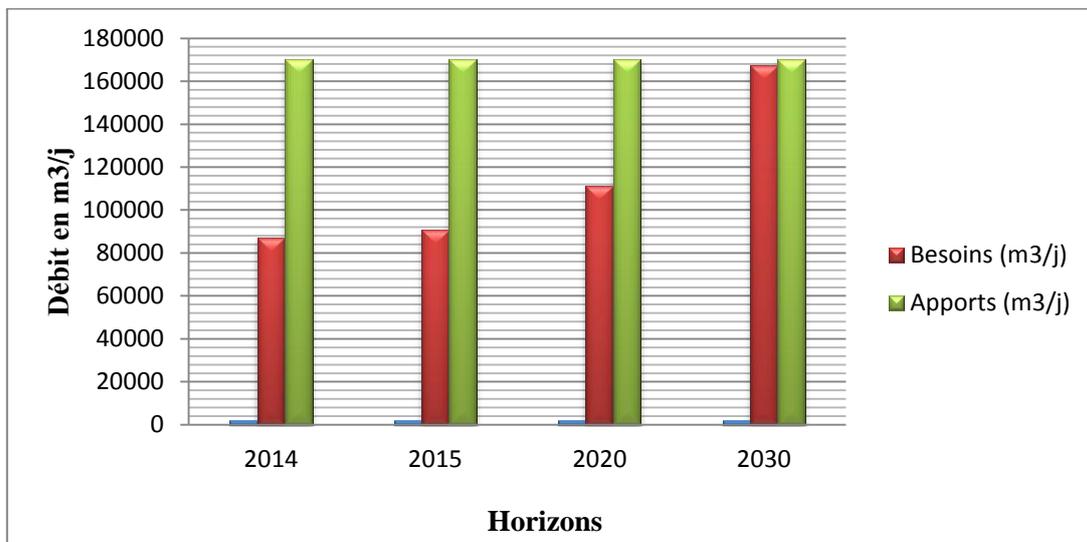


Figure III.10 : Bilan des ressources-besoins après l'exploitation de l'apport extérieur

Dans ce contexte, nous allons chercher à couvrir le déficit enregistré par une projection de conduite d'adduction en parallèle avec la conduite existante dans la région de oued SEDAR pour transférer le débit prévu de 600 l/s vers les 2 réservoirs de tête du flanc Sud via la nouvelle station de pompage projetée.

III.9 Conclusion

La connaissance de ces facteurs ainsi qu'une bonne description sur l'ensemble du système existant représente un avantage nécessaire pour une bonne réhabilitation.

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la commune, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation d'autres ressources.

Pour transférer cette quantité manquante d'eau, on doit dimensionner les réservoirs de stockage avec ses accessoires, qui feront du chapitre suivant.

Chapitre IV

Etude des Réservoirs

IV.1. Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechnique variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien , les taches auxquelles ils sont conçus .Ainsi que leur emplacement doit être bien choisi pour avoir une charge qui peut favoriser l'emplacement gravitaire en assurant la pression admissible sur le réseau de distribution.

IV.2. Rôle des réservoirs

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

Le stockage se fait :

- Aux stations de traitement.
- Aux stations de pompage de reprise.
- Sur le réseau de distribution.

Elles sont présentent les avantages suivants :

- Les réservoirs jouent le rôle d'un volant entre un régime constant donné par la pompe et un régime variable subi par le consommateur.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque l'inverse se produit.
- Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants : Panne électrique ; Remplacement d'une pompe ; Accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie.
- Les réservoirs jouent le rôle d'équilibre de pression quand il arrive que le réservoir principal n'arrive pas à satisfaire l'extension d'une agglomération au point de vue débit et pression. C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure permettant le remplissage du réservoir d'équilibre gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

- Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée et aussi dans les adductions dans le cas des pressions exagérées.
- Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

IV.3. Emplacement du réservoir

- Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.
- Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.
- La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

IV.4. Aménagements interne des réservoirs

Tout doit être fait pour éviter les zones mortes afin que le renouvellement de l'eau soit le plus homogène possible pour tout le volume. Pour les éviter il faut :

- éloigner les points d'arrivée et de départ.
- créer des chicanes (figures IV-1).
- casser les angles horizontaux et verticaux par des goussets (15 x 15), ce qui facilite de plus les opérations de nettoyage.

Les radiers doivent présenter une forme de pente (1 à 1,5 %) afin d'évacuer totalement les eaux lors des vidanges et des opérations de nettoyage via un puisard.

Note : de préférence il faut imposer une vidange et un nettoyage des réservoirs au moins une fois par an.

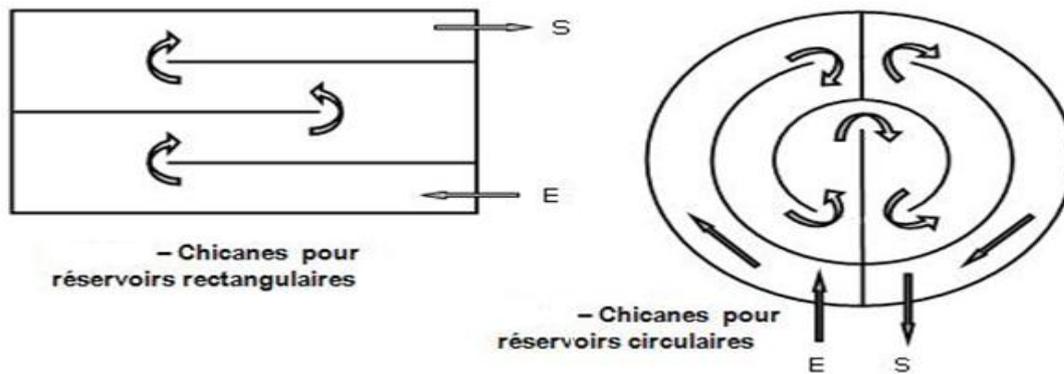


Figure IV.1 : Les chicanes dans le réservoir

IV.5. Équipements des réservoirs

Les réservoirs doivent comporter les équipements suivants :

- **Un système d'arrêt de son alimentation** : robinet à flotteur, vanne à commande hydraulique ou vanne à commande électrique.
- **Une crépine d'alimentation de la distribution** : La crépine doit permettre de renouveler la réserve incendie sans pouvoir l'utiliser au cours de la simple distribution.
- **Un compteur de distribution** : facilement accessible afin de mesurer les volumes d'eau distribués.
- **Un robinet de prise** : pour l'analyse de la qualité de l'eau sera placé sur la conduite de distribution.
- **Une conduite de soutirage de la réserve incendie** : dont le dispositif d'ouverture est la disposition permanente des sapeurs-pompiers.
- **Une conduite de trop plein** : cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau dans le réservoir cas où la pompe ne s'arrête pas, Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit être munie d'une conduite trop –plein, ces conduite doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger.
- **Une conduite de vidange** : munie de vanne, dont le système de manœuvre est protégé n'est accessible que par les agents de la société de distribution.
- **Un by-pass** : entre la conduite d'adduction et la conduite de distribution afin d'assurer la continuité du service pendant l'entretien du château d'eau.
- **Un système de mesure du volume d'eau contenue dans le réservoir.**

IV.6. Calcul du volume du réservoir tampon :

Le Réservoir tampon -Col des Caravanes- assure la transition entre l'écoulement en refoulement issu de la station de pompage pendant un temps de fonctionnement de la pompe de 22/24h avec un débit de 615,75 l/s et l'écoulement gravitaire en direction des réservoirs de tête du flanc Sud jumelés (2 x 2500m³ et R3000m³) avec un débit de 564,45 l/s. Le surplus 51.31 l/s va s'accumuler dans le réservoir tampon afin d'assurer la continuité de l'écoulement pendant l'arrêt de la pompe.

Il faut donc que le volume du réservoir tampon soit suffisant pour la matérialisation de ce débit et la distribution en cas d'arrêt de la pompe.

$$V_{RT} = (Q \times T) \quad (4.1)$$

$$V_{RT} = \left(\frac{22 \times 51,31 \times 3600}{1000} \right)$$

$$V_{RT} = 4063,75 \text{ m}^3$$

IV.6.1. Normalisation du volume du réservoir tampon

Il y a intérêt à normaliser les capacités des réservoirs, afin que les coffrages puissent être utilisés, ces capacités normalisées (exprimées en m³) sont :

25, 50, 75, 100, 150, 200, 300, 500, 750, 1000, 2500, 3000, 4500, 5000... etc.

Pour notre cas on prend une capacité de 4500 m³.

IV.6.2. Calcul du temps de fermeture de la vanne nécessaire pour la vidange de notre Réservoir tampon :

Dans le cas de l'arrêt de la pompe, La vidange du réservoir tampon se fait en même temps avec la fermeture du robinet vanne, la capacité du réservoir tampon doit être suffisante pour que la conduite gravitaire soit toujours pleine. Afin d'éviter la création d'un coup de bélier important il nous faut choisir un robinet vanne avec fermeture lente.

Soit Q_0 le débit transité dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon, et T le temps de fermeture linéaire totale du robinet-vanne qu'il ne faut pas dépasser pendant la vidange du réservoir.

Dès l'arrêt de la pompe le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de l'adduction gravitaire est en action de fermeture.

Pour un instant t le débit sera : $Q = Q_0 - Q_0 \times t/T = Q_0 \left(1 - \frac{t}{T}\right)$

Et le volume dV du réservoir sera : $dV = Q_0 \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt$

$$V = Q_0 \times \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 \times T}{2}$$

$$\text{Donc : } T = \frac{2V}{Q_0} \quad (4.2)$$

$T = 15944,72$ s soit 4 heures et 25 minutes et 45 secondes.

Il nous faut connaître la loi de manœuvre du robinet-vanne choisi pour l'adduction pour un temps de fermeture qui ne dépassera pas les **15944,72 s**.

IV.7. Dimensions du réservoir tampon :

Ce qui concerne la forme des réservoirs tampons, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieurs à 10000 m³.

IV.7.1. Diamètre de la cuve :

Nous optons pour un réservoir de forme circulaire posé sur sol.

La hauteur utile optimale h est $3 < h < 6$, nous proposons une hauteur de la cuve de 5 m

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h \quad (4.3)$$

Nous trouvons un diamètre de : $D = 33,85$ m, nous prenons $D = 34$ m:

IV.7.2. Réévaluation de la hauteur d'eau :

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$$h = \frac{V}{\left(\frac{\pi}{4} \times D^2\right)} \quad (4.4)$$

On trouve $h = 4,95$

IV.7.3. La hauteur H du réservoir :

La hauteur du réservoir est calculée moyennant la formule :

$$H = h + R \quad (4.5)$$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air, parce que l'eau est très soif de l'air on prend

$R = 0,15$ m comme une précaution.

Donc : $H = 4,95 + 0,15 = 5,1$ m

IV.7.4. Equipements hydrauliques du réservoir tampon :

Notre réservoir tampon doit être équipé (fig. IV.2) par :

- Une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- Une conduite de départ ou de distribution ;
- Une conduite de vidange ;
- Une conduite de trop-plein ;

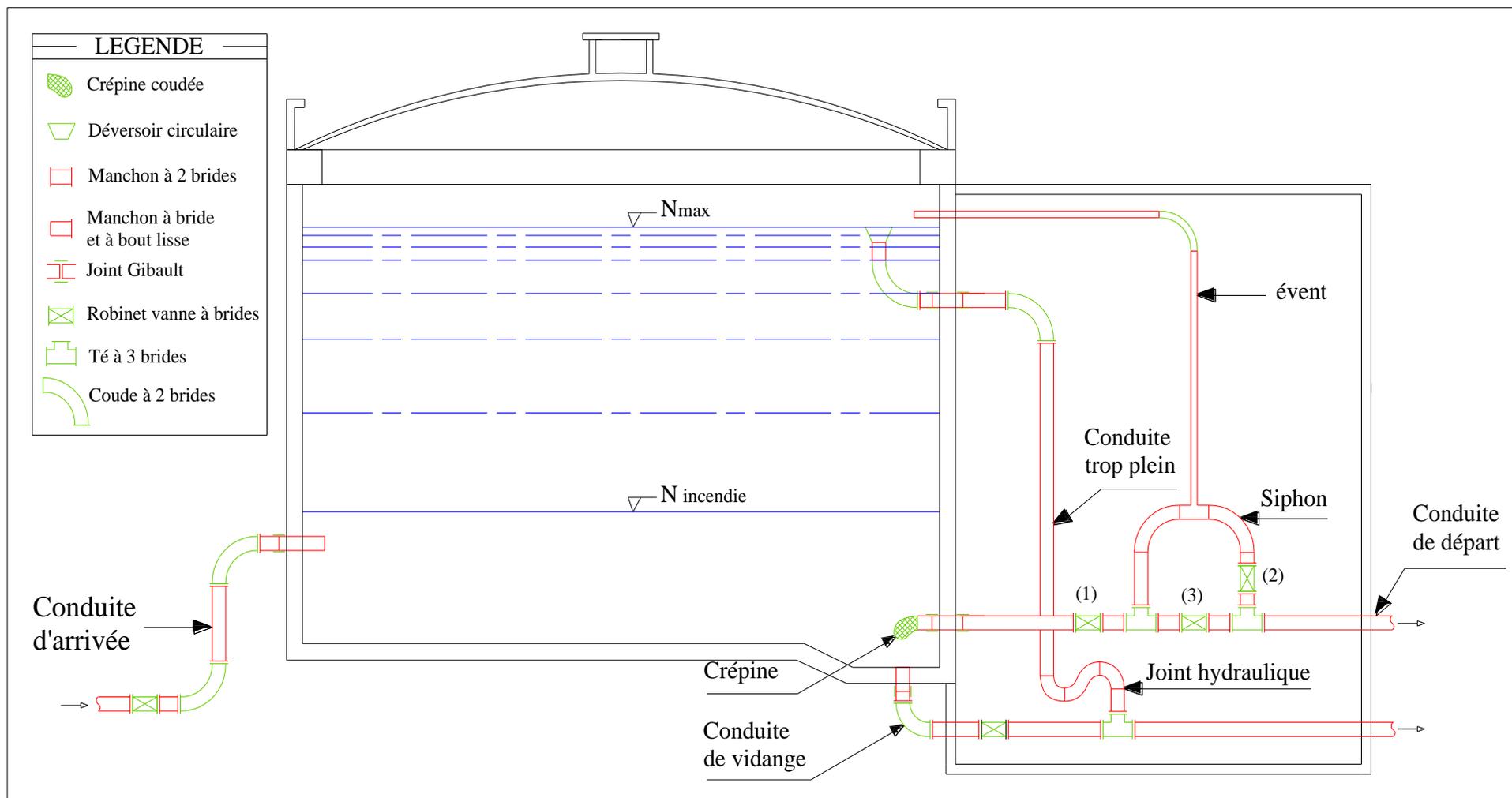


Figure IV.2 : Equipements hydrauliques du réservoir tampon – Vue de Face –

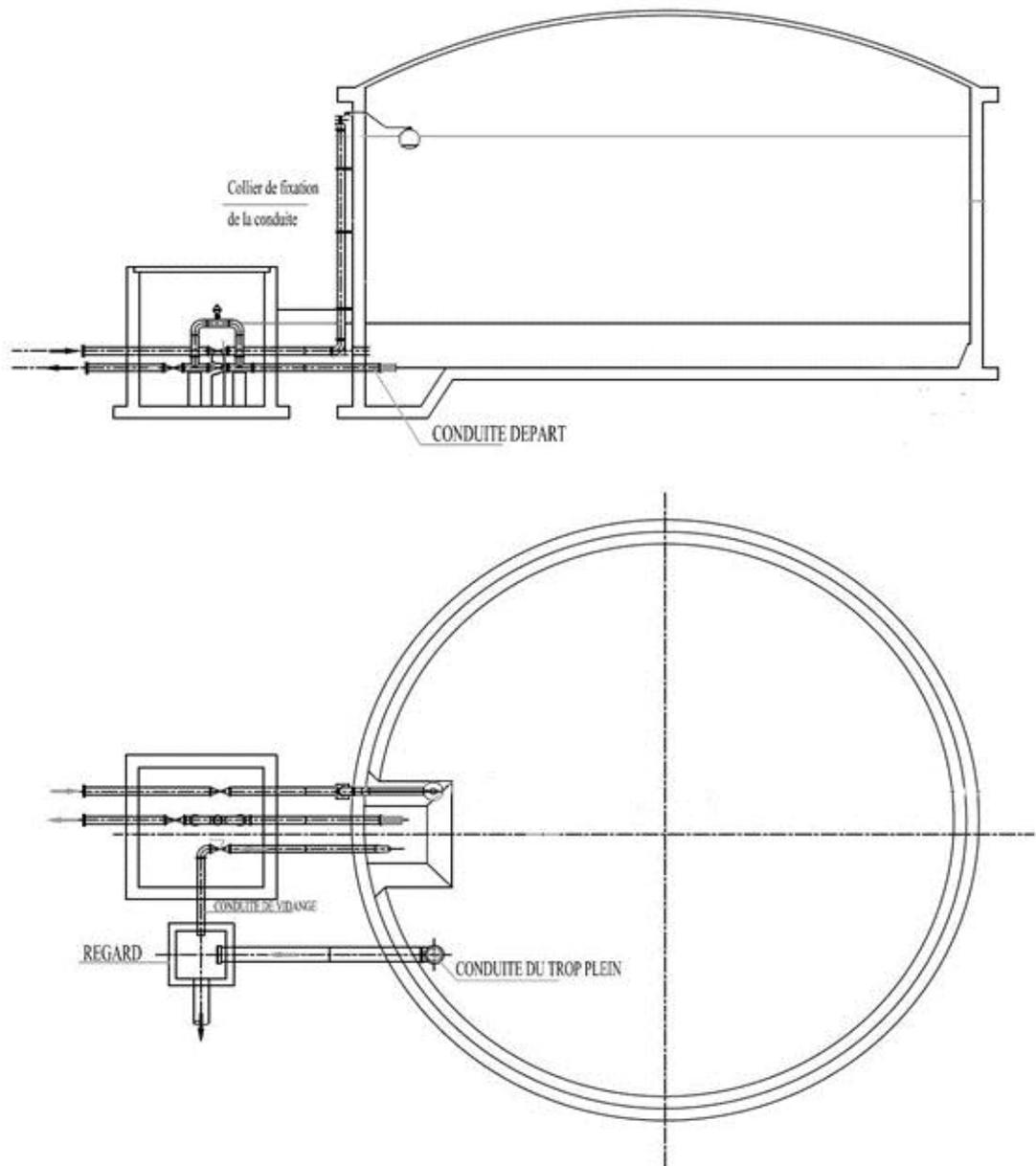


Figure IV.3 : Equipements hydrauliques du réservoir tampon – Vue de Dessus –

IV.7.5. Conduite d'arrivée :

Il existe 4 cas pour l'alimentation d'un réservoir figure à savoir :

- Arrivée par surverse.
- Arrivée par surverse noyée.
- Arrivée par le bas.
- Arrivée par le fond.

a. Par surverse :

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par la suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

b. Par dessous:

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier (Fig. IV.4).

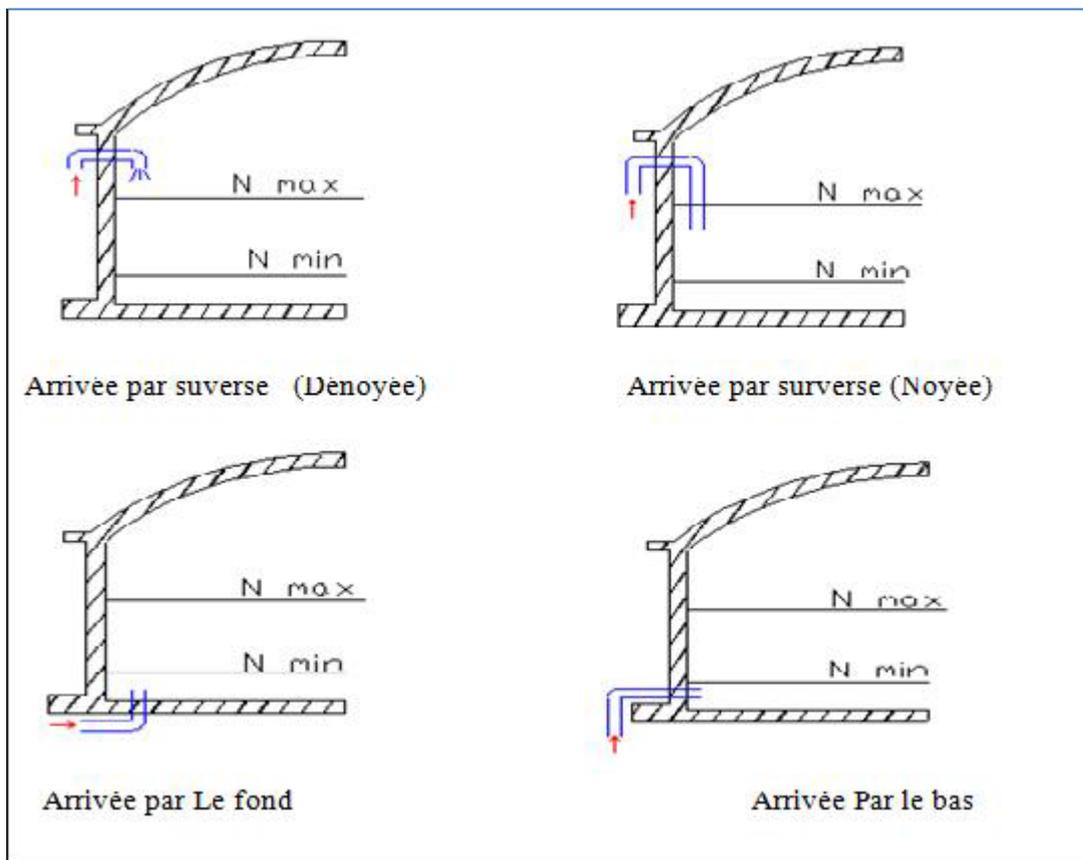


Figure IV.4 : différentes configurations de la conduite d'arrivée

Pour notre réservoir tampon on opte pour une arrivée de la conduite par le fond pour assurer le bon brassage de l'eau en évitant la contamination de l'eau.

IV.7.6. Conduite de départ :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,2m au-dessus du radier pour éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0,5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (Fig. IV.5).

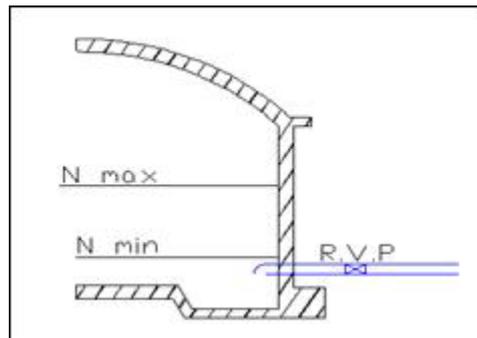


Figure IV.5: Conduite de départ

La conduite d'arrivée doit toujours être diamétralement opposée à celle de départ pour favoriser le brassage et permettre le renouvellement de l'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

IV.7.7. Conduite de trop-plein :

La conduite a le rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au 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.

IV.7.8. Conduite de vidange :

La conduite de vidange permet la vidange des réservoirs 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.

IV.7.9 Traversée des conduites dans les parois du réservoir

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" (fig. IV.6).

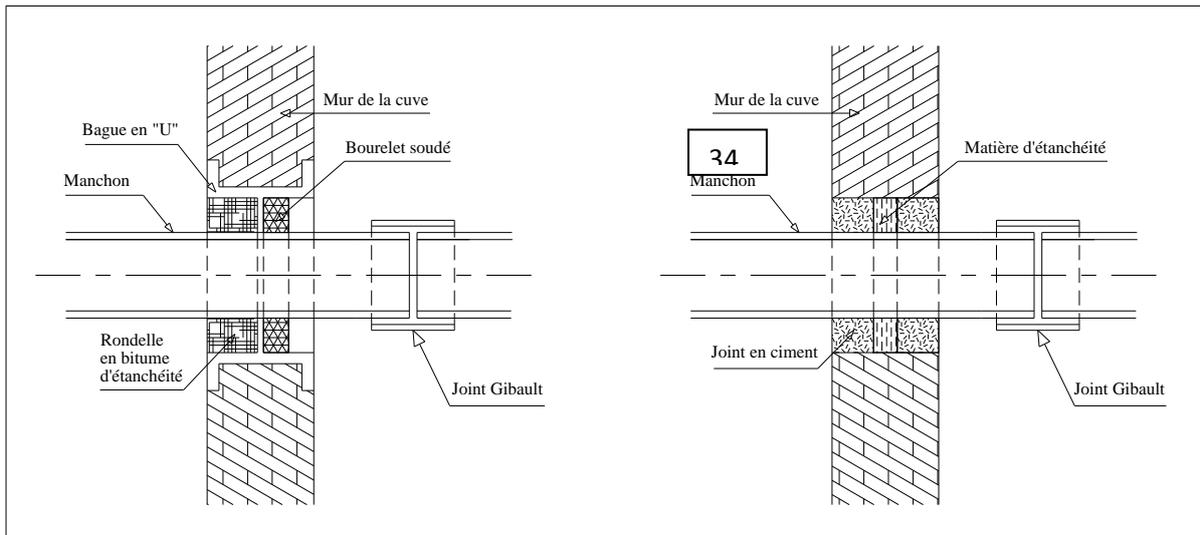


Figure IV.6: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

- 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 (fig. IV.7).

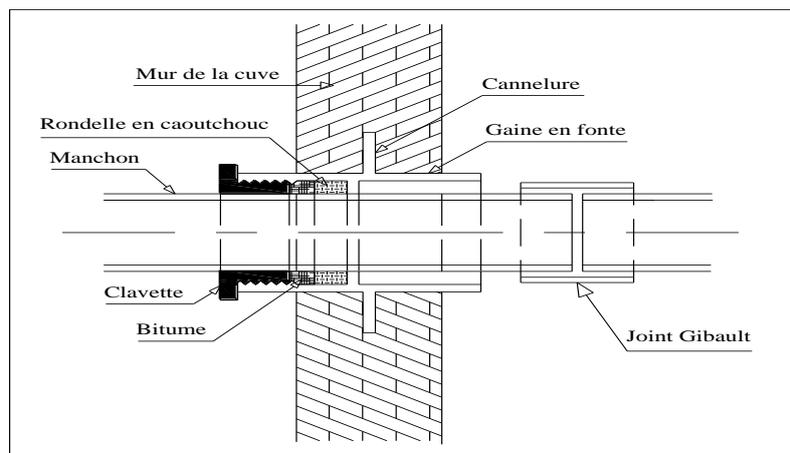


Figure IV.7: Traversée des conduites (Gaine en fonte).

IV.8. Prescriptions sanitaires :

Les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.

- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

IV.9. Control des ouvrages de stockage

IV.9.1. Contrôle hebdomadaire :

- État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.
- Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.

IV.9.2. Contrôle semestriel :

- Etat de l'ouvrage, fissuration.
- Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.
- Contrôle de l'appareillage de mesure.

IV.9.3. Nettoyage :

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

IV.10. Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé la capacité et le dimensionnement du réservoir Tampon, et on trouve le volume 4500m^3 qui permettent le bon fonctionnement du système d'adduction et garantissant le bien raccordement entre l'écoulement en charge et l'écoulement gravitaire.

Ce réservoir assure l'alimentation en eau potable au deux ceintures Est et Ouest vers les deux réservoirs $2 \times 2500\text{ m}^3$ et un réservoir de 3000 m^3 .

Le transfert de l'eau, à partir du site de production vers le réservoir Tampon jusqu'à les localités de consommation, nécessite le choix de meilleure variante d'adduction et la détermination des dimensions d'organes de transport de l'eau jusqu'à sa destination finale, qui est le but de prochain chapitre.

Chapitre V

Etude de l'adduction

Chapitre V : ETUDE DE L'ADDUCTION

V.1. Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre.

Au cours de ce chapitre nous devons d'examiner toutes les conditions dans lesquelles devra être établie notre canalisation, du point de vue techno-économique, Pour cela, nous étudions plusieurs variantes et nous retiendrons la plus intéressante.

V.2 Types d'adduction rencontrés en pratique :

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

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

V.2.1. Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous l'action de la pesanteur. Nous rencontrons ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée (Fig. V.1).

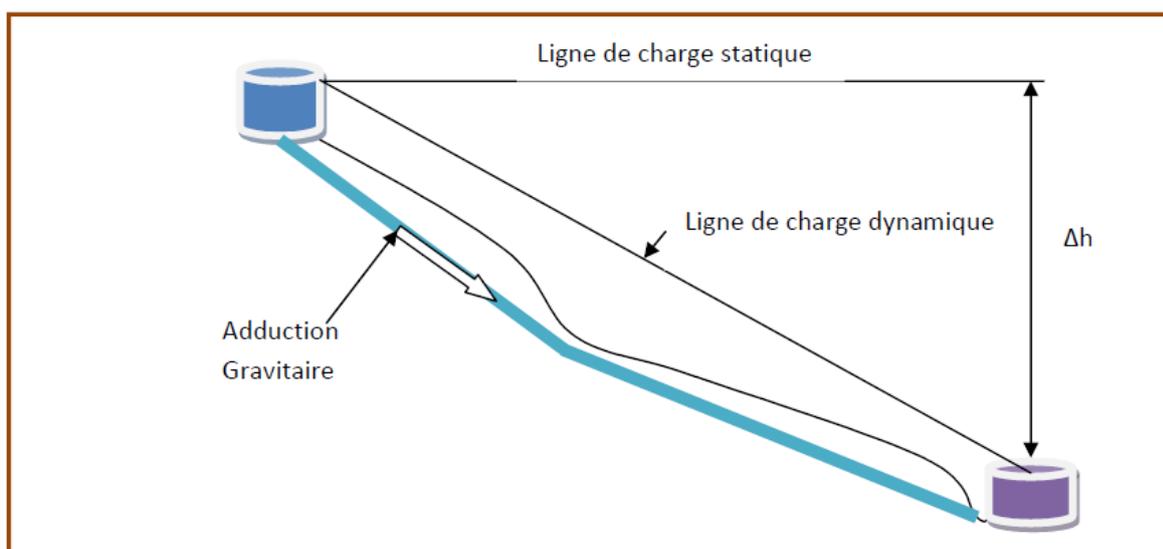


Figure V.1 : Adduction gravitaire.

V.2.2. Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide de machines hydroélectriques.

Nous rencontrons ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée (Fig. V.2).

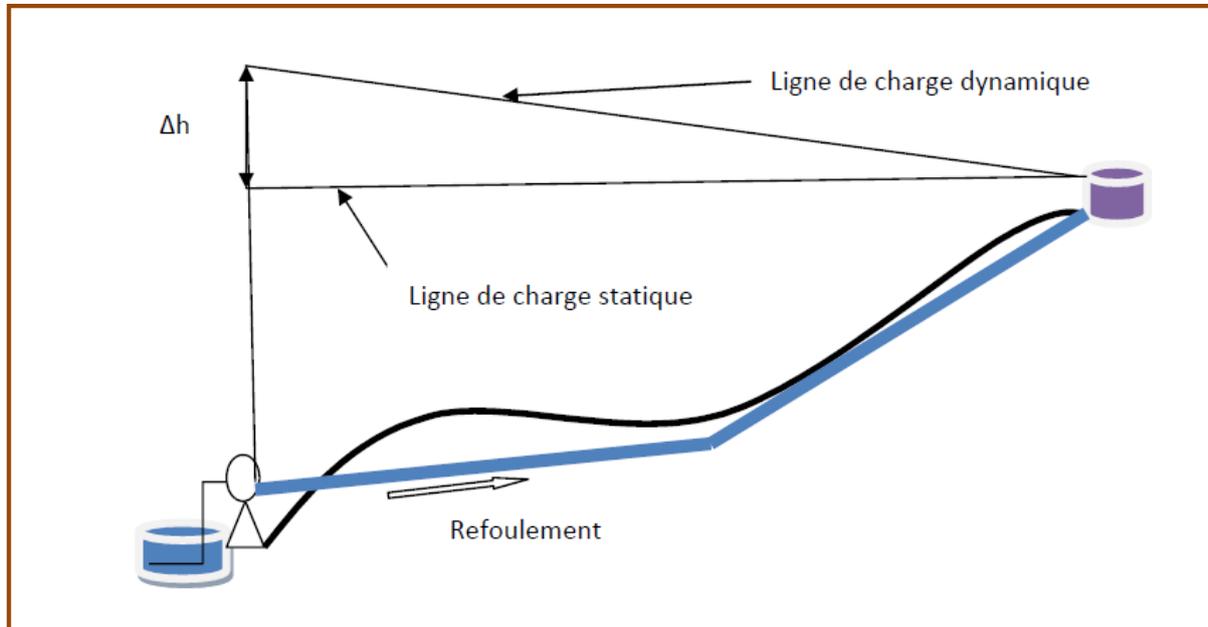


Figure V.2 : Adduction par refoulement.

V.2.3. Adduction mixte :

C'est une adduction où une conduite de refoulement se substitue à une conduite gravitaire ou inversement. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon (Fig. V.3).

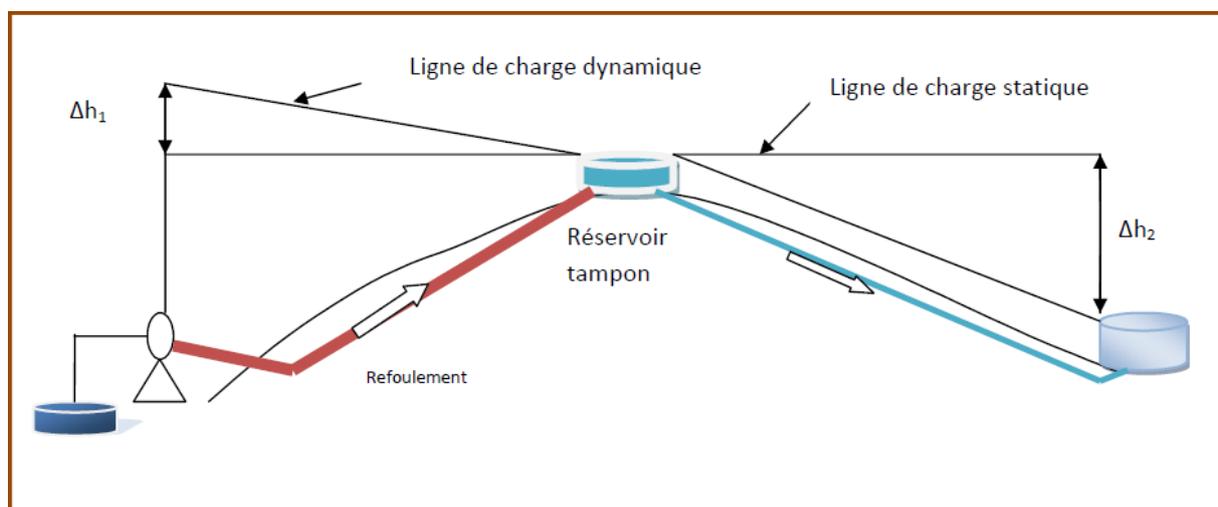


Figure V.3 : Adduction mixte

V.3. Proposition des variantes :

V.3.1. Critères de choix du tracé :

Connaissant le point de départ (le champ de captage) et le point d'arrivée (l'emplacement du réservoir d'alimentation). La trace de notre adduction doit répondre aux critères suivants :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible ;
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs ;
- Eviter la multiplication d'ouvrages couteux ou fragiles (traverses de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés ;
- Entraîner des dépenses de construction aussi faibles que possible en évitant les points hauts sur le refoulement;
- Le choix d'une trace en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 1. Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux ;
 2. Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- On essaye toujours d'éviter les contre-pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation ;
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers ;
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés ;

Dans notre cas, vu l'existence d'un point haut, nous avons déduit un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire).

V.3.2. Etude technico-économique :

Dans ce qui suit, nous étudions plusieurs variantes d'adduction mixte refoulement-gravitaire et nous effectuons un calcul technico-économique pour différentes cotes d'emplacement du réservoir tampon.

a. Partie refoulement :

- Connaissant la longueur de refoulement et le débit, et sur une gamme de diamètres nous vérifions que la vitesse économique au refoulement ne dépasse pas 2 m/s pour toutes les variantes choisies.
- Nous calculons les pertes de charge au refoulement, la hauteur manométrique totale de la pompe ainsi que les frais d'exploitation.
- Enfin, nous déduisons le diamètre économique qui est le choix optimum de chaque variante.

b. Partie gravitaire :

- On détermine la charge disponible entre la cote d'emplacement du réservoir tampon proposée et la cote du réservoir d'arrivée qui est fixe pour chaque variante.
- Connaissant la distance séparant ces deux réservoirs et le débit, nous déterminons le diamètre avantageux et nous vérifions que la vitesse ne dépasse pas 2 m/s pour éviter des coups de bélier important pour chaque variante.
- Finalement, on fait la somme des frais d'exploitation et d'investissement pour le cas de refoulement et le cas gravitaire pour chaque variante.

On compare les variantes et on choisit la meilleure d'entre elles.

V.3.3 Proposition de variantes :**a- Première variante (dédoublage de la conduite existant) :**

L'adduction a un linéaire total de 41193m avec une longueur de refoulement égale à 12628 m. Ce tracé se fait en parallèle avec l'adduction existant à côté de la route nationale numéro 01 en traversant un point haut de cote 1271 m NGA où sera projeté le réservoir tampon puis retiennent une conduite fonctionnant gravitaire du réservoir Tampon (au niveau de Col des Caravanes) jusqu'au nœud de répartition avec une longueur égale à 6407m. Ensuite, divisé en deux parties (Fig. V.4) :

Ceinture Est : Du regard de répartition vers le Réservoir R.3000 m³ (Cité 05 Juillet) a un linéaire de 12118m.

Ceinture Ouest : Du regard de répartition vers le Réservoir R.2x2500 m³ (Zone Industrielle) a un linéaire de 10040 m.

En évitant les terrains agricoles et de couper les exploitations ou zones d'habitations existantes situés entre SEDAR et Djelfa jusqu'à l'arrivée en zone urbanisée où on fait des déviations en suivant des rues p jusqu'aux réservoirs jumelés (R.2x2500m³ et R.3000m³).

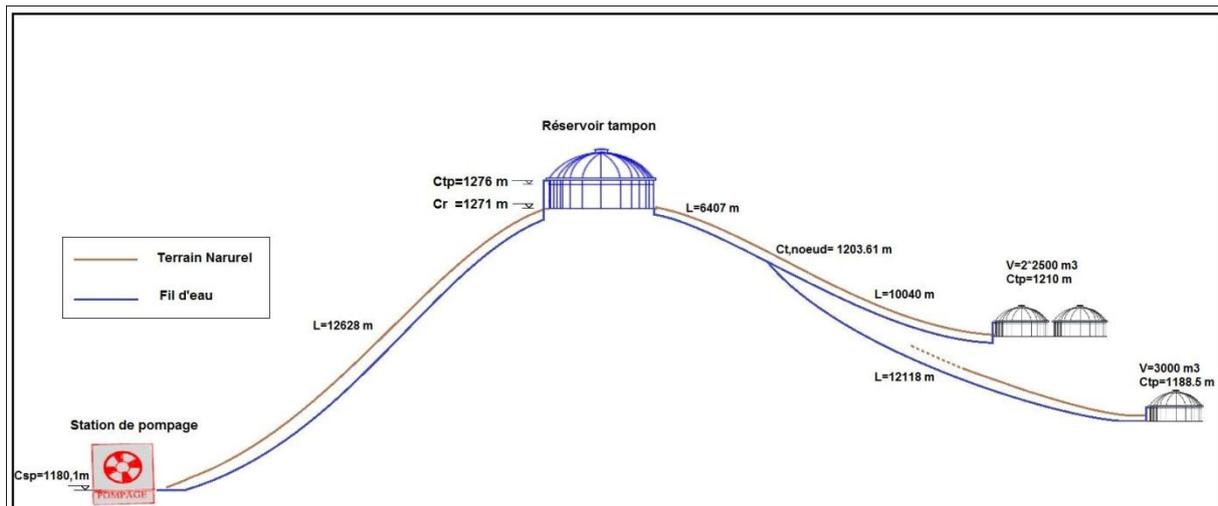


Figure V.4 : Schéma représentatif de la première variante

b- Deuxième variante :

Le tracé de cette variante coïncide dans sa majorité avec le premier tracé, néanmoins le point de projection du réservoir tampon se trouve à une cote égale à 1265,73 m NGA. Cette seconde variante a un linéaire total de 41139,11m avec une longueur de refoulement de 12543,55 m et une longueur gravitaire égale à 6437,56m jusqu'au nœud de répartition. Ensuite, divisé en deux parties :

Ceinture Est : Du regard de répartition vers le Réservoir R.3000 m³ (Cité 05 Juillet) a un linéaire de 12118m.

Ceinture Ouest : Du regard de répartition vers le Réservoir R.2x2500 m³ (Zone Industrielle) a un linéaire de 10040 m.

La figure ci-après illustre la deuxième variante proposée :

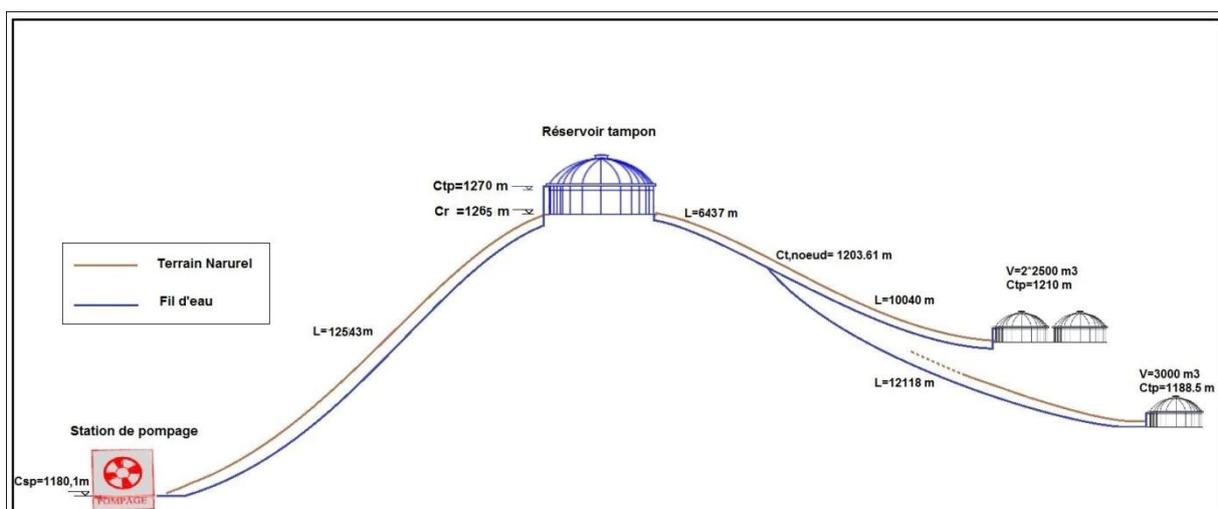


Figure V.5 : Schéma représentatif de la deuxième variante

c- Troisième variante :

En variant encore une fois sur la cote du radier du réservoir tampon et en le plaçant à une hauteur de 1276,75m NGA, la longueur de refoulement devient 12823,38m et la longueur gravitaire jusqu'à le regard de répartition égale à 6552,62m. Ensuite, divisé en deux parties :

Ceinture Est : Du regard de répartition vers le Réservoir R.3000 m³ (Cité 05 Juillet) a un linéaire de 12118m.

Ceinture Ouest : Du regard de répartition vers le Réservoir R.2x2500 m³ (Zone Industrielle) a un linéaire de 10040 m.

Soit une longueur total de 4153m la longueur.

La figure ci-après illustre la deuxième variante proposée :

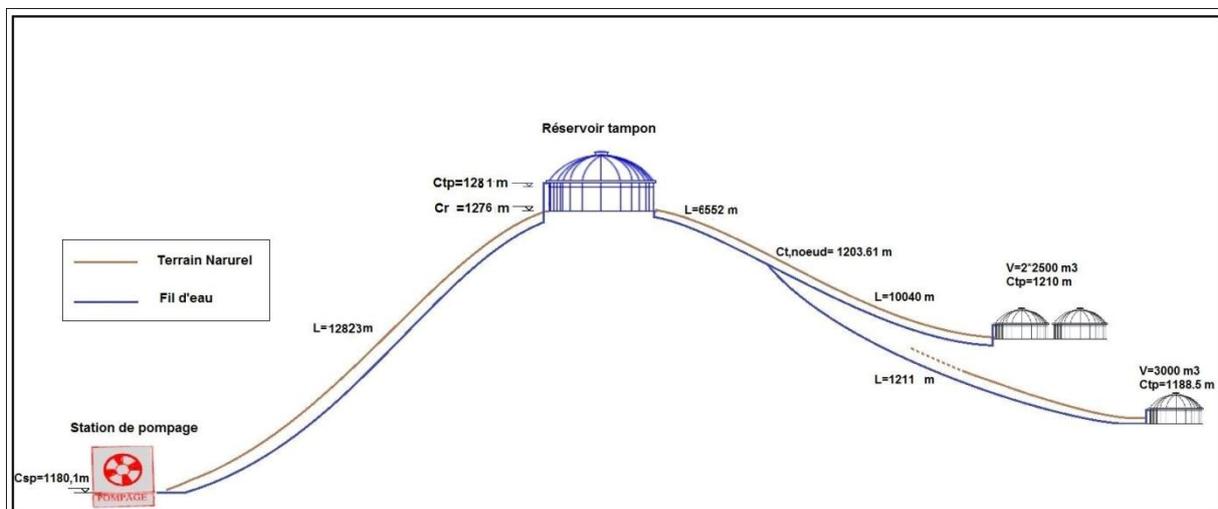


Figure V.6 : Schéma représentatif de la troisième variante

V.3.4 Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport des fluides dépend des avantages techniques et économiques qu'offre le matériau.

- 1- Sur le plan technique, le choix d'un matériau dépend de plusieurs exigences telles que:
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et aux charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;
 - Bonne étanchéité ;
 - Facilite d'entretien et de mise en service.
- 2- Sur le plan économique, le choix dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

a. Présentation des conduites utilisées en AEP :

Parmi les types de conduites utilisées dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les conduites en fonte, les conduites en acier, les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton.

- La fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, elle n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable compte tenu de la longévité de la conduite, mais elle ne convient pas aux terrains trop accidentés (**Figure 5.7**).

**Figure V.7 :**

Fonte

Conduite en

- L'acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout lorsque le sol est agressif, mais il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions (**Figure V.8**).

**Figure V.8 :** Conduite en acier

- Le PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudure électrique se fait sans grande contrainte. Les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ sont commercialisés à l'heure actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite (Fig. V.9).



Figure V.9 : Conduite en PEHD

b. Matériau choisi pour la réalisation de cette adduction :

Dans notre cas, on opte pour des conduites en fonte pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir:

- souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- une épaisseur de conduite voisine du $1/20^{\text{ème}}$ du rayon (**Annexe V-2**).
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 700mm.
- différents types de joints sont utilisés pour assembler ces conduites.
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

Les caractéristiques mécaniques de la fonte sont remarquables et voisines de celle de l'acier. Avec la fonte ductile les valeurs élevées de la résistance de rupture à la traction et de l'allongement à la rupture entraînent une grande résistance à la pression de l'eau et aux chocs. Par contre la fonte est rarement posée en gros diamètre ($D > 2000$ mm) car sa fabrication est problématique (moules de fonderie difficiles à réaliser) et son type de jonction par emboîtement présente des inconvénients pour des fortes pressions. Le choix de l'épaisseur de la paroi du tuyau doit tenir compte du critère très important «charges ovalisant » soit de la hauteur de couverture de la canalisation et des charges roulantes appliquées. Les pressions maximales acceptées par les tuyaux en fonte ductile dépendent de leur épaisseur de paroi normalisée par un coefficient K et peuvent varier en fonction du diamètre nominal de la canalisation. Les tuyaux doivent être conforme à la norme EN 545 « Tuyaux raccords et accessoires en fonte ductile et leurs assemblages pour canalisation d'eau — prescriptions et méthode d'essai ». La pression nominale des tuyaux répond aux valeurs usuelles (PN16, PN 25) Il n'y a pas de production locale en Algérie mais des conduites peuvent être fabriquées avec des rythmes soutenus en France, en Chine et au Brésil (entre autres).

V.4. Méthode de calcul :

V.4.1. Cas de refoulement :

a. Les différentes formules empiriques pour le calcul du diamètre économique :

Le diamètre économique peut être déterminé par les expressions suivantes :

- Formule de BONIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (V.1)$$

b. Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$HMT = H_g + \sum \Delta H \quad (V.2)$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m).

$\sum \Delta H$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 20% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta H = 1,2 \times \Delta h_p^{\text{Lin}} \quad (\text{V.3})$$

Δh_p^{Lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{\text{Lin}} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-WEISBACH}) \quad (\text{V.4})$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86 \text{Ln} \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de NIKURADZE}) \quad (\text{V.5})$$

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

$$\varepsilon_s = \varepsilon_0 + \alpha T \quad (\text{V.6})$$

Avec :

ε_0 : rugosité absolue des tuyaux fonte neufs, égale à 0,5mm.

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT» Annexe V-3

$$\alpha = 0,01 \text{ mm/an}$$

T : temps de service, $T=30$ ans.

Alors : $\varepsilon_s = 0,5 + (0,01 \times 30) = 0,8\text{mm}$.

Note : le Débit d'exploitation égale à 615,75 l/s

c. Puissance de pompage :

$$P = \frac{\rho g \times \text{HMT} \times Q}{\eta} \quad (\text{V.7})$$

P : Puissance absorbée par la pompe (KW).

η : Rendement de la station de pompage (65÷90)%

d. Energie consommée par le pompage :

L'énergie consommée par la pompe au cours d'une année est le produit de la puissance de pompage et du temps (heures) de pompage par année

$$E = P \times t \times 365 \quad (\text{V.8})$$

E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;

t : temps de pompage par jour (h).

e. Dépense annuelle d'énergie :

Les dépenses annuelles d'énergie sont le produit du prix unitaire du KWh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta \times E \quad (V.9)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA);

E : Energie consommée par année (KWh);

δ : Prix du KWh (voir le tableau suivant).

Tableau V.1 : Variation journalière des tarifs de l'énergie pour la région de Djelfa

Variation	Périodes	Nombre d'heures	Prix du KW/h	Prix de 24heures en DA
		h	DA	
I	6:00 à 17 :00	11	3.5273	79.558
	21:00 à 22 :30	1,5	3.5273	
	17 :00 à 21 :00	4	7.2668	
	22 :30 à 6 :00	7,5	0.8533	
II	17 :00 à 21 :00	4	7.2668	83.1732
	21 :00 à 17 :00	20	2.7053	
III	22 :30 à 6 :00	7,5	0.8533	81.7915
	6 :00 à 22 :30	16,5	4.5692	
IV	00 :00 à 00 :00	24	3.6302	87.1248

Source : SONALGAZ (2014)

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 22h/24 .on va utiliser le premier choix. Parce qu'il est le moins cher pour un pompage de 22h/24. On propose la période d'arrêt de la pompe du 19:00à 21:00

$$\delta = \frac{(11 \times 3.5273) + (1.5 \times 3.5273) + (7,5 \times 0.8533) + (2 \times 7.2668)}{24} = 2,71 \text{ Da}$$

f. Amortissement annuel :

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (V.10)$$

A : Frais d'amortissement (%).

i : Taux d'annuité ; i = 8 %

n : nombre d'années d'amortissement (30 ans).

$$\begin{aligned} \text{Donc : } A &= \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \\ &= 0,0888 \end{aligned}$$

V.4.2. Cas gravitaire :

La partie gravitaire se présente également lorsqu'un réservoir tampon intermédiaire reçoit, dans un premier temps l'eau refoulée par la pompe et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de volume $2 \times 1000 \text{ m}^3$, situé à un niveau plus bas. Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc nous allons nous baser pour le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible H_d qui est supposée égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

En appliquant la formule universelle de la perte de charge de Darcy WEISBACH

$$\Delta H_T = \frac{K' \times L_{et} \times Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{V.11})$$

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau ;

ΔH_T : Perte de charge totale (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_{et} : Longueur équivalente de la conduite totale (m).

$$L_{et} = L_g + L_e \quad (\text{V.12})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **20%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_T = 1,2 \times \Delta H_L \rightarrow L_{et} = 1,2 \times L_g \quad (\text{V.13})$$

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans l'Annexe V-3

Dans notre cas, nous prenons :

$$K' = 0,00178 ; m = 5,2 ; \beta = 2$$

Note: Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est un diamètre unique, le plus souvent, on ne trouve pas ce diamètre sur le marché. Le diamètre calculé est alors compris entre deux diamètres normalisés D_1 et D_2 : $D_1 \leq D_{calculé} \leq D_2$ donc nous sommes obligés d'utiliser les deux diamètres en série, et nous pouvons écrire :

$$\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m} \right) \quad (\text{V.14})$$

ΔH : La charge disponible ;

l_1 : La longueur équivalente pour le premier tronçon de la partie gravitaire ;

l_2 : La longueur équivalente pour le deuxième tronçon de la partie gravitaire.

V.5. Discussion des variantes :

Cette adduction a pour but de transporter un débit de 48768,48 m³/j, avec l'apport extérieur 69120 m³/j résultant du futur transfert Sud-Nord, tous ces apports sont suffisants pour combler le déficit jusqu'à l'horizon 2030.

Pour une raison économique, le pompage se fait pendant une durée de 22h/24 afin d'assurer un bon fonctionnement de notre 12 forages. Donc le débit qu'il faut assurer est de 615,75 l/s et c'est ce débit de pompage qui est utilisé pour le dimensionnement de la partie refoulement de notre adduction. Mais cette quantité (48768,48 m³/j), doit arriver aux réservoirs de volume 4500 m³ autrement dit ces réservoirs doivent recevoir un débit de 564,45 l/s, et pour résoudre ce problème nous optons pour un réservoir tampon de capacité suffisante pour la restitution de ce débit pendant les heures de l'arrêt de la pompe.

On considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé par la formule de Bonin qui est égal à 784,69mm) et nous déterminons d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part les frais d'exploitations.

La hauteur du trop-plein est de 5,1m au niveau de réservoir tampon et 4 m pour les réservoirs jumelés 2x2500m³, avec 5m de hauteur du réservoir R.3000m³.

Moyennant les formules (V.2), (V.3), (V.4), (V.5), (V.6), (V.7), (V.8), (V.9), et (V.10) on peut calculer les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et on détermine les frais d'exploitation qui sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (V.11), (V.12), (V.13) et (V.14) on peut calculer les frais d'investissement en tenant compte de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité.

V.5. Premier variante (dédoublage de la conduite existant) :

Dans le tableau V.2 représentent les longueurs et les cotes des différents points de la première variante

Tableau V.2 : les cotes et longueurs des différents points de la première variante

Type d'adduction	Points	Cote terrain (m)	Cote piézométrique (m)	Cote Radier (m)	Cote trop-plein	Longueur m	Débit (m ³ /s)	Diamètre Ø	Tronçon
Refoulement	Station de pompage	1180.1	-	-	-	12628	0.61575	?	-
	Réservoir Tampon	-	-	1271	1276.1	6407	0.56445	?	I
Gravitaire	Nœud (Regard de répartition)	1203.61	?	-	-	10040	0.28222	?	II
	R.2x2500m ³	-	-	1206	1210	-	-	-	-
	R.3000m ³	-	-	1183.5	1188.5	-	-	-	-

						12118	0.28222	?	III
	Nœud (Regard de répartition)	1203.61	?	-	-				

V.5.1. Partie Refoulement :

a. Calcul de la hauteur manométrique Total :

Pour une hauteur géométrique de 96m, Les résultats de calcul de la hauteur manométrique totale sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau V.3 : Calcul de la hauteur manométrique total

Diamètre mm	Longueur m	Débit (m ³ /s)	Vitesse m/s	λ	ΔH_{lin} m	ΔH_{Totale} m	H _g m	HMT m
500	12628	0,61575	3.14	0.02243	284.23	341.076	96	437.08
600	12628	0,61575	2.18	0.02141	109.03	130.836	96	226.84
700	12628	0,61575	1.6	0.0206	48.54	58.248	96	154.25
800	12628	0,61575	1.23	0.01994	24.10	28.92	96	124.92
900	12628	0,61575	0.97	0.01938	13.00	15.6	96	111.60
1000	12628	0,61575	0.78	0.0189	7.48	8.976	96	104.98

a. Les dépenses d'exploitation :

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres calculés pour un rendement de la pompe égale à 76 % sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau V.4 : Calcul des dépenses d'exploitation

Diamètre (mm)	Débit (m ³ /s)	HMT m	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
500	0,61575	437.08	3473.93	2.71	27895657.9	755,98x10 ⁵
600	0,61575	226.84	1802.93	2.71	14477527.9	392,35x10 ⁵
700	0,61575	154.25	1225.98	2.71	9844619.4	266,79x10 ⁵
800	0,61575	124.92	992.87	2.71	7972746.1	216,07x10 ⁵
900	0,61575	111.60	887.00	2.71	7122610	193,03x10 ⁵
1000	0,61575	104.98	834.38	2.71	6700071.4	181,58x10 ⁵

b. Calcul des frais d'investissement :

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau V.5 :

Tableau V.5 : Calcul des dépenses d'investissement

Diamètre (mm)	Prix du ml posé (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
500	17885.15	12628	2258.54x10 ⁵	0,088	198.76 x10 ⁵
600	22831.78	12628	2883.20x10 ⁵	0,088	253.73 x10 ⁵
700	27777.32	12628	3507.72x10 ⁵	0,088	308.68 x10 ⁵
800	31722.86	12628	4005.97 x10 ⁵	0,088	352.53 x10 ⁵
900	35668.40	12628	4504.21 x10 ⁵	0,088	396.38 x10 ⁵
1000	39613.94	12628	5002.45 x10 ⁵	0,088	440.22 x10 ⁵

c. Déduction du diamètre économique :

Le tableau V.6 et le figure V.11 illustré les frais d'investissement et d'exploitation

Tableau V.6: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Diamètre (mm)	Investissement (DA)	Exploitation (DA)	Total (DA)
500	198.76 x10 ⁵	755,98x10 ⁵	954.74 x10 ⁵
600	253.73 x10 ⁵	392,35x10 ⁵	646.08 x10 ⁵
700	308.68 x10 ⁵	266,79x10 ⁵	575.47 x10 ⁵
800	352.53 x10 ⁵	216,07x10 ⁵	568.60 x10 ⁵
900	396.38 x10 ⁵	193,03x10 ⁵	589.41 x10 ⁵
1000	440.22 x10 ⁵	181,58x10 ⁵	621.80 x10 ⁵

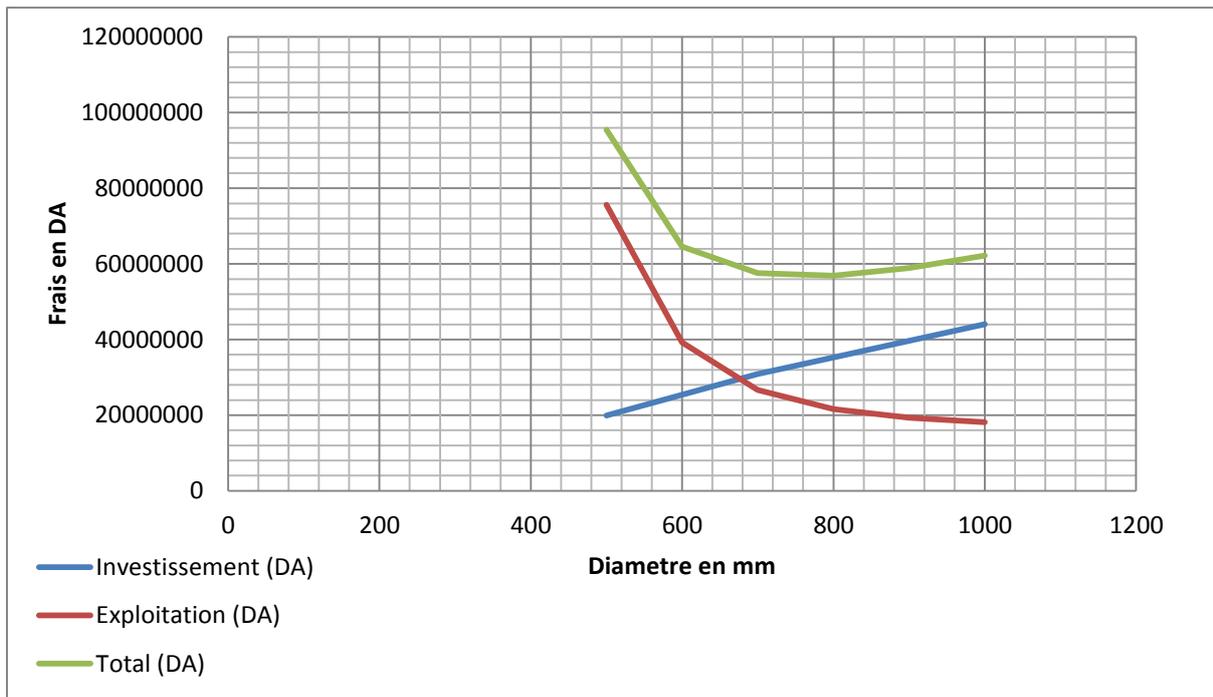


Figure V.11 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation pour la première variante. Dans la figure V.10 et le tableau V.5 représentent le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 800mm avec une vitesse 1,23m/s.

V .5.2. Partie gravitaire :

a- Dimensionnement de la partie gravitaire :

Tronçon III:

On peut écrire :

$$I = \frac{\Delta H_1}{\Sigma L} = \frac{\Delta H_1}{L_1 + L_3} \quad (V.15)$$

Avec :

ΔH_1 : La perte de charge entre la cote Radier du réservoir Tampon et la cote trop-plein ;

I : Le gradient hydraulique (m/m) ;

L_1 : La longueur du tronçon I ;

L_3 : La longueur du tronçon III ;

$$I = \frac{1271 - 1188,5}{6407 + 12118} = 0,004453 \text{ m/m}$$

$$\Delta H_{III} = L_3 \times i = 0,004453 \times 12118$$

$$\Delta H_{III} = 53,96 \text{ m}$$

$$\Delta H_{T III} = 1,2 \times 53,96 = 64,76 \text{ m}$$

$$C_{P \text{ .noueud}} - C_{Tp3} = \Delta H_{T III} = 1,2 \left(\frac{K' \times L_{et3} \times Q^\beta}{D_{av3}^m} \right)$$

Avec :

$C_{P.noeud}$: La Cote piézométrique du nœud de répartition ;

C_{Tp3} : La Cote trop-plein du réservoir R.3000m³ ;

D_{av3}^m : Diamètre avantageux du tronçon III

$\Delta H_{T III}$: Perte de charge Total du tronçon III

Et :

$$\leftrightarrow C_{P.noeud} - C_{Tp3} = 64,76m$$

$$C_{P.noeud} = 64,76 + 1188.5$$

$$C_{P.noeud} = 1253.26m \text{ et } P_{Service.noeud} = 49.65m$$

On calcule le diamètre avantageux du tronçon III

$$\text{On peut écrit : } D_{av3} = \sqrt[m]{\frac{K' \times 1.2 \times L_{et3} \times Q^\beta}{\Delta H_{T III}}}$$

$$D_{av3} = 515.33mm.$$

La charge disponible entre la cote piézométrique du nœud et la cote trop-plein du R.3000m³ est $H_d = 64,76m$

Le diamètre le plus avantageux calculé par la formule de Darcy WEISBACH auparavant est de 515.33mm et il est compris entre les diamètres normalisés.

En appliquant la formule (5.14) on trouve :

$l_1 = 2683.05m$ et $l_2 = 9434.94m$, qui représentent respectivement les longueurs pour lesquels on utilise les diamètres Ø600 et Ø500, et les vitesses sont respectivement $V_1 = 0.998m/s$ et $V_2 = 1.43m/s$.

Tronçon II: nœud (regard de répartition) – réservoir 2x2500m³

La charge disponible entre Nœud (regard de répartition) et le réservoir 2x2500m³

$$H_d = 1253.26 - 1210 = 43.26m$$

On calcule le diamètre avantageux en supposant que la charge disponible est égale à la perte de charge, en utilisant la formule de Darcy WEISBACH :

$$D_{av} = \sqrt[5.2]{\frac{0.00178 \times 1.2 \times 10040 \times 0.28222^2}{43.26}} = 0.537m$$

Le diamètre le plus avantageux calculé par la formule de Darcy WEISBACH auparavant est de 537.13mm et il est compris entre les diamètres normalisés.

En appliquant la formule (5.14) on trouve :

$l_1 = 5096.31\text{m}$ et $l_2 = 4943.68\text{m}$ qui représentent respectivement les longueurs pour lesquels on utilise les diamètres $\varnothing 600$ et $\varnothing 500$, avec $V_1 = 0.998\text{m/s}$ et $V_2 = 1.43\text{m/s}$.

Tronçon I: Réservoir Tampon - nœud (regard de répartition)

La charge disponible entre le réservoir Tampon et le Nœud (regard de répartition)

$$H_d = 1271 - 1253.26 = 17.74\text{m}$$

On calcule le diamètre avantageux en supposant que la charge disponible est égale à la perte de charge, en utilisant la formule de Darcy WEISBACH :

$$D_{av} = \sqrt[5.2]{\frac{0.00178 \times 1.2 \times 6407 \times 0.564^2}{17.74}} = 0.763\text{m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé par la formule de Darcy WEISBACH auparavant est de 763.24mm.

En appliquant la formule (5.14) on trouve :

$l_1 = 4636.3\text{m}$ et $l_2 = 1770.69\text{m}$ qui représentent respectivement les longueurs pour lesquels on utilise les diamètres $\varnothing 800$ et $\varnothing 700$, avec $V_1 = 0.502\text{ m/s}$ et $V_2 = 1.46\text{m/s}$.

b. Calcul du coût de la partie gravitaire :

En se basant sur l'annexe V-1 les frais d'investissement illustre sur le tableau ci-après :

Tableau V.7 : Les frais d'investissement pour la partie gravitaire

Tronçon	Diamètres	Longueur (m)	Coût du ml Da	Annuité	Coût du tronçon en Da
I	800	4636.3	31722.86	0,088	129.43×10^5
	700	1770.69	27777.32	0,088	43.29×10^5
II	600	5096.31	22831.78	0,088	102.40×10^5
	500	4943.68	17885.15	0,088	77.81×10^5
III	600	2683.05	22831.78	0,088	53.94×10^5
	500	9434.94	17885.15	0,088	148.50×10^5

Tableau V.8: Récapitulation des coûts de première variante

Type d'adduction	Premier Variante	
	Longueur (m)	Coût en Da
Refoulement	12628	568.60×10^5
Gravitaire	28565	555.32×10^5
Total	41193	1123.92×10^5

V.6. Deuxième variante:

Dans le tableau V.9 représentent les longueurs et les cotes des différents points de deuxième variante

Tableau V.9 : les cotes et longueurs des différents points de la deuxième variante

Type d'adduction	Points	Cote terrain (m)	Cote piézométrique (m)	Cote Radier (m)	Cote trop-plein	Longueur m	Débit (m ³ /s)	Diamètre Ø	Tronçon
Refoulement	Station de pompage	1180.1	-	-	-	12543.55	0.61575		-
	Réservoir Tampon	-	-	1265.7	1270.8				
Gravitaire	Nœud (Regard de répartition)	1203.61	?	-	-	6437.56	0.56445	?	I
	R.2x2500m ³	-	-	1206	1210	10040	0.28222	?	II
	R.3000m ³	-	-	1183.5	1188.5	-	-		-

						12118	0.28222	?	III
	Nœud (Regard de répartition)	1203.61	?	-	-				

V.6.1. Partie Refoulement :

a. Calcul la hauteur manométrique Total :

Dans cette variante la hauteur géométrique devient 90.7m, Les résultats de calcul de la hauteur manométrique totale sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau V.10 : Calcul de la hauteur manométrique totale

Diamètre mm	Longueur m	Débit (m ³ /s)	Vitesse m/s	λ	ΔH_{lin} m	ΔH_{Totale} m	H _g m	HMT M
500	12543.55	0.61575	3.14	0.02243	282.33	338.796	90.7	429.50
600	12543.55	0.61575	2.18	0.02141	108.30	129.96	90.7	220.66
700	12543.55	0.61575	1.60	0.0206	48.21	57.852	90.7	148.55
800	12543.55	0.61575	1.23	0.01994	23.94	28.728	90.7	119.43
900	12543.55	0.61575	0.97	0.01938	12.91	15.492	90.7	106.19
1000	12543.55	0.61575	0.78	0.0189	7.43	8.916	90.7	99.62

b. Les dépenses d'exploitation :

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres calculés pour un rendement de la pompe égale à 76 % sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau V.11 : Calcul des dépenses d'exploitation

Diamètre (mm)	Débit (m ³ /s)	HMT m	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
500	0,61575	429.50	3413.68	2.71	27411850.4	742,87x10 ⁵
600	0,61575	220.66	1753.81	2.71	14083094.3	381,66x10 ⁵
700	0,61575	148.55	1180.68	2.71	9480860.4	256,94x10 ⁵
800	0,61575	119.43	949.23	2.71	7622316.9	206,57x10 ⁵
900	0,61575	106.19	844.00	2.71	6777320	183,67x10 ⁵
1000	0,61575	99.62	791.78	2.71	6357993.4	172,31x10 ⁵

c. Calcul des frais d'investissement :

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau V.12 :

Tableau V.12: Calcul des dépenses d'investissement

Diamètre (mm)	Prix du ml posé (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
500	17885.15	12543.55	2243.43x10 ⁵	0,088	197.43 x10 ⁵
600	22831.78	12543.55	2863.92x10 ⁵	0,088	252.03 x10 ⁵
700	27777.32	12543.55	3484.27x10 ⁵	0,088	306.62 x10 ⁵
800	31722.86	12543.55	3979.18 x10 ⁵	0,088	350.17 x10 ⁵
900	35668.40	12543.55	4474.09 x10 ⁵	0,088	393.72 x10 ⁵
1000	39613.94	12543.55	4968.99 x10 ⁵	0,088	437.28x10 ⁵

d. Déduction du diamètre économique :

Le tableau V.13 et le figure V.12 illustré les frais d'investissement et d'exploitation

Tableau V.13: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Diamètre (mm)	Investissement (DA)	Exploitation (DA)	Total (DA)
500	197.43 x10 ⁵	742,87x10 ⁵	940.30 x10 ⁵
600	252.03 x10 ⁵	381,66x10 ⁵	633.69 x10 ⁵
700	306.62 x10 ⁵	256,94x10 ⁵	563.56 x10 ⁵
800	350.17 x10 ⁵	206,57x10 ⁵	556.74 x10 ⁵
900	393.72 x10 ⁵	183,67x10 ⁵	577.39 x10 ⁵
1000	437.29x10 ⁵	172,31x10 ⁵	609.60 x10 ⁵

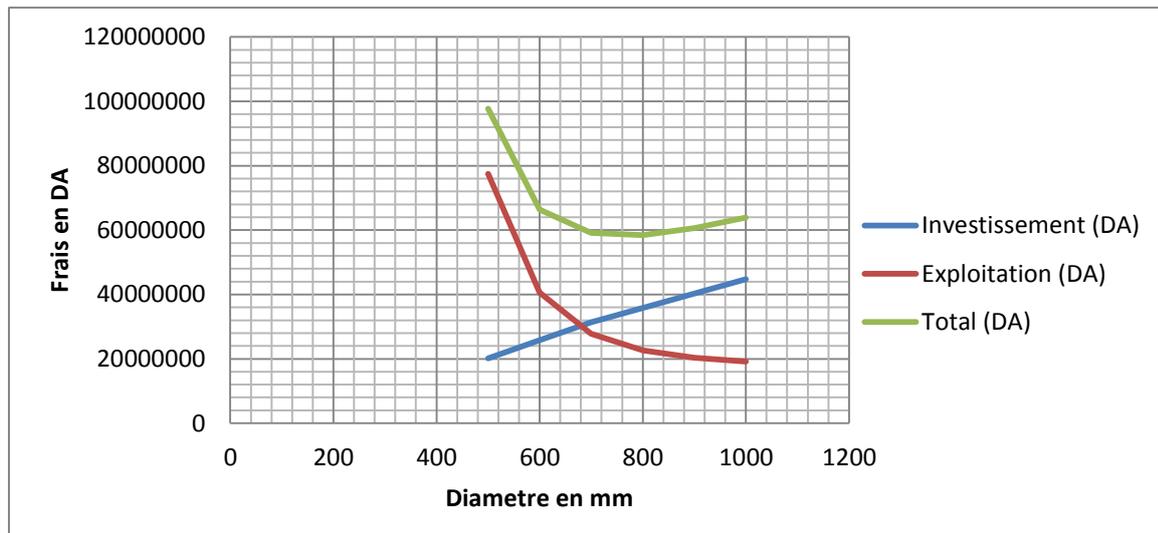


Figure V.12 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation pour la deuxième variante.

D'après le tableau V.12 et la figure V.11 où on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation, le diamètre économique est le diamètre 800mm, avec une vitesse 1,23m/s.

V.6.2. Partie Gravitaire :

a. Dimensionnement de la partie gravitaire :

Tronçon III :

La charge disponible entre le réservoir Tampon et la cote trop-plein du réservoir R.3000m³

$$H_d = 1265.7 - 1188.5 = 77.2\text{m}$$

$$I = \frac{77.2}{6437.35 + 12118} = 0.00416 \text{ m/m}$$

$$\Delta H_{\text{lin III}} = 0.00416 \times 12118 = 50.41\text{m}$$

$$\Delta H_{\text{Total III}} = 50.41 \times 1.2 = 60.50\text{m}$$

$$C_{P.\text{noueud}} = 60.50 + 1188.5 = 1249\text{m}$$

On calcule le diamètre avantageux en supposant que la charge disponible est égale à la perte de charge, en utilisant la formule de Darcy WEISBACH :

$$D_{\text{av}} = \sqrt[5.2]{\frac{1.2 \times 0.00178 \times 12118 \times 0.2822^2}{60.50}} = 0.522\text{m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé par la formule de Darcy WEISBACH auparavant est de 522.32mm.

En appliquant la formule (5.14) on trouve :

$l_1 = 3987.37\text{m}$ et $l_2 = 8130.62\text{m}$ qui représentent respectivement les longueurs pour lesquels on utilise les diamètres $\varnothing 600$ et $\varnothing 500$, avec $V_1 = 0.998\text{m/s}$ et $V_2 = 1.43\text{m/s}$.

Tronçon II: nœud (regard de répartition) – réservoir 2x2500m³

La charge disponible entre Nœud (regard de répartition) et le réservoir 2x2500m³

$$H_d = 1249 - 1210 = 39\text{m}$$

On calcule le diamètre avantageux en supposant que la charge disponible est égale à la perte de charge, en utilisant la formule de Darcy WEISBACH :

$$D_{av} = \sqrt[5.2]{\frac{0.00178 \times 1.2 \times 10040 \times 0.28222^2}{39}} = 0.547\text{m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé par la formule de Darcy WEISBACH auparavant est de 547.95mm et il est compris entre les diamètres normalisés.

En appliquant la formule (5.14) on trouve :

$l_1 = 6208.83\text{m}$ et $l_2 = 3831.17\text{m}$ qui représentent respectivement les longueurs pour lesquels on utilise les diamètres Ø600 et Ø500, avec $V_1 = 0.998\text{m/s}$ et $V_2 = 1.43\text{m/s}$.

Tronçon I: Réservoir Tampon - nœud (regard de répartition)

La charge disponible entre le réservoir Tampon et le Nœud (regard de répartition)

$$H_d = 1265.7 - 1249 = 16.7\text{m}$$

On calcule le diamètre avantageux en supposant que la charge disponible est égale à la perte de charge, en utilisant la formule de Darcy WEISBACH :

$$D_{av} = \sqrt[5.2]{\frac{0.00178 \times 1.2 \times 6437.56 \times 0.564^2}{16.7}} = 0.772\text{m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé par la formule de Darcy WEISBACH auparavant est de 772.87mm.

En appliquant la formule (5.14) on trouve :

$l_1 = 5175.81\text{m}$ et $l_2 = 1261.75\text{m}$ qui représentent respectivement les longueurs pour lesquels on utilise les diamètres Ø800 et Ø700, avec $V_1 = 0.502\text{ m/s}$ et $V_2 = 1.46\text{m/s}$.

b. Calcul du coût de la partie gravitaire :

En se basant sur l'annexe V-1 les frais d'investissement illustre sur le tableau ci-après :

Tableau V.14 : Les frais d'investissement pour la partie gravitaire

Tronçon	Diamètres	Longueur (m)	Coût du ml Da	Annuité	Coût du tronçon en Da
I	800	5175.81	31722.86	0,088	144.49×10^5
	700	1261.75	27777.32	0,088	30.85×10^5
II	600	6208.83	22831.78	0,088	124.75×10^5
	500	3831.17	17885.15	0,088	60.30×10^5

III	600	3987.37	22831.78	0,088	80.15x10 ⁵
	500	8130.62	17885.15	0,088	127.97x10 ⁵

Tableau V.15: Récapitulation des coûts de la deuxième variante

Type d'adduction	Deuxième Variante	
	Longueur (m)	Coût en Da
Refoulement	12543.55	556.74 x10 ⁵
Gravitaire	28595.56	568.51x10 ⁵
Total	41139.11	1125.25 x10⁵

V.7. Troisième variante:

Dans le tableau V.16 représentent les longueurs et les cotes des différents points de troisième variante

Tableau V.16 : les cotes et longueurs des différents points de la troisième variante

Type d'adduction	Points	Cote terrain (m)	Cote piézométrique (m)	Cote Radier (m)	Cote trop-plein	Longueur m	Débit (m ³ /s)	Diamètre Ø	Tronçon
Refoulement	Station de pompage	1180.1	-	-	-	12823.38	0.61575	?	-
Gravitaire	Réservoir Tampon	-	-	1276.75	1281.85	6552.62	0.56445	?	I
	Nœud (Regard de répartition)	1203.61	?	-	-	10040	0.28222	?	II
	R.2x2500m ³	-	-	1206	1210	-	-	-	-

	R.3000m ³	-	-	1183.5	1188.5				
	Nœud (Regard de répartition)	1203.61	?	-	-	12118	0.28222	?	III

V.7.1. Partie Refoulement :

a. Calcul la hauteur manométrique Total :

Dans cette variante la hauteur géométrique devient 101.75m, Les résultats de calcul de la hauteur manométrique totale sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau V.17 : Calcul de la hauteur manométrique totale

Diamètre mm	Longueur m	Débit (m ³ /s)	Vitesse m/s	λ	ΔH_{lin} m	ΔH_{Totale} m	H_g m	HMT M
500	12823.38	0.61575	3.14	0.02243	288.63	346.356	101.75	448.11
600	12823.38	0.61575	2.18	0.02141	110.72	132.864	101.75	234.61
700	12823.38	0.61575	1.60	0.0206	49.29	59.148	101.75	160.90
800	12823.38	0.61575	1.23	0.01994	24.47	29.364	101.75	131.11
900	12823.38	0.61575	0.97	0.01938	13.20	15.84	101.75	117.59
1000	12823.38	0.61575	0.78	0.0189	7.60	9.12	101.75	110.87

b. Les dépenses d'exploitation :

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres calculés pour un rendement de la pompe égale à 76 % sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau V.18 : Calcul des dépenses d'exploitation

Diamètre (mm)	Débit (m ³ /s)	HMT m	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
500	0,61575	448.11	3561.59	2.71	3561.59	775,05x10 ⁵
600	0,61575	234.61	1864.69	2.71	1864.69	405,79x10 ⁵
700	0,61575	160.90	1278.84	2.71	1278.84	278,30x10 ⁵
800	0,61575	131.11	1042.07	2.71	1042.07	226,77x10 ⁵
900	0,61575	117.59	934.61	2.71	934.61	203,39x10 ⁵
1000	0,61575	110.87	881.20	2.71	881.2	191,76x10 ⁵

c. Calcul des frais d'investissement :

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau V.19 :

Tableau V.19: Calcul des dépenses d'investissement

Diamètre (mm)	Prix du ml posé (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
500	17885.15	12823.38	2293.49x10 ⁵	0,088	201.83 x10 ⁵
600	22831.78	12823.38	2927.81x10 ⁵	0,088	257.65 x10 ⁵
700	27777.32	12823.38	3561.99x10 ⁵	0,088	313.46 x10 ⁵
800	31722.86	12823.38	4067.95 x10 ⁵	0,088	357.98 x10 ⁵
900	35668.40	12823.38	4573.90 x10 ⁵	0,088	402.51 x10 ⁵
1000	39613.94	12823.38	5079.85 x10 ⁵	0,088	447.03x10 ⁵

d. Déduction du diamètre économique :

Le tableau V.20 et le figure V.13 illustré les frais d'investissement et d'exploitation

Tableau V.20: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Diamètre (mm)	Investissement (DA)	Exploitation (DA)	Total (DA)
500	201.83 x10 ⁵	775,05x10 ⁵	976.88 x10 ⁵
600	257.65 x10 ⁵	405,79x10 ⁵	663.44 x10 ⁵
700	313.46 x10 ⁵	278,30x10 ⁵	591.76 x10 ⁵
800	357.98 x10 ⁵	226,77x10 ⁵	584.75 x10 ⁵
900	402.51 x10 ⁵	203,39x10 ⁵	605.90 x10 ⁵
1000	447.03x10 ⁵	191,76x10 ⁵	638.79 x10 ⁵

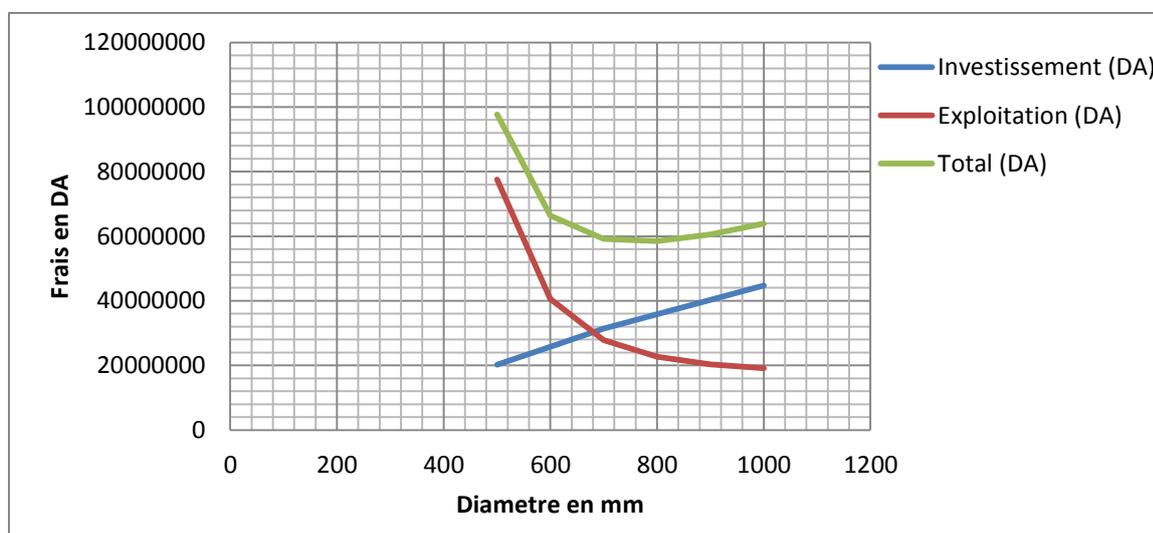


Figure V.13 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation pour la troisième variante.

D'après le tableau V.20 et la figure V.12 on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 800mm, avec une vitesse 1,23m/s.

V.7.2. Partie Gravitaire :

a. Dimensionnement de la partie gravitaire :

Tronçon III :

La charge disponible entre le réservoir Tampon et la cote trop-plein du réservoir R.3000m³

$$H_d = 1276.75 - 1188.5 = 88.25\text{m}$$

$$I = \frac{77.2}{6552.62+12118} = 0.00413 \text{ m/m}$$

$$\Delta H_{\text{lin III}} = 0.00413 \times 12118 = 50.10\text{m}$$

$$\Delta H_{\text{Total III}} = 50.10 \times 1.2 = 60.12\text{m}$$

$$C_{P.\text{noeud}} = 60.50 + 1188.5 = 1248.62\text{m}$$

On calcule le diamètre avantageux en supposant que la charge disponible est égale à la perte de charge, en utilisant la formule de Darcy WEISBACH :

$$D_{\text{av}} = \sqrt[5.2]{\frac{1.2 \times 0.00178 \times 12118 \times 0.2822^2}{60.12}} = 0.522\text{m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé par la formule de Darcy WEISBACH auparavant est de 522.74mm.

En appliquant la formule (5.14) on trouve :

$l_1 = 4086.51\text{m}$ et $l_2 = 8031.49\text{m}$ qui représentent respectivement les longueurs pour lesquels on utilise les diamètres Ø600 et Ø500, avec $V_1 = 0.998\text{m/s}$ et $V_2 = 1.43\text{m/s}$.

Tronçon II: nœud (regard de répartition) – réservoir 2x2500m³

La charge disponible entre Nœud (regard de répartition) et le réservoir 2x2500m³

$$H_d = 1248.62 - 1210 = 38.62\text{m}$$

On calcule le diamètre avantageux en supposant que la charge disponible est égale à la perte de charge, en utilisant la formule de Darcy WEISBACH :

$$D_{\text{av}} = \sqrt[5.2]{\frac{0.00178 \times 1.2 \times 10040 \times 0.2822^2}{38.62}} = 0.549\text{m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé par la formule de Darcy WEISBACH auparavant est de 549.00mm et il est compris entre les diamètres normalisés.

En appliquant la formule (5.14) on trouve :

$l_1 = 6307.65\text{m}$ et $l_2 = 3732.34\text{m}$ qui représentent respectivement les longueurs pour lesquels on utilise les diamètres $\varnothing 600$ et $\varnothing 500$, avec $V_1 = 0.998\text{m/s}$ et $V_2 = 1.43\text{m/s}$.

Tronçon I: Réservoir Tampon - nœud (regard de répartition)

La charge disponible entre le réservoir Tampon et le Nœud (regard de répartition)

$$H_d = 1276.75 - 1248.62 = 28.13\text{m}$$

On calcule le diamètre avantageux en supposant que la charge disponible est égale à la perte de charge, en utilisant la formule de Darcy WEISBACH :

$$D_{av} = \sqrt[5.2]{\frac{0.00178 \times 1.2 \times 6552.62 \times 0.564^2}{28.13}} = 0.701\text{m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé par la formule de Darcy WEISBACH auparavant est de $\varnothing 700$, avec $V_1 = 0.502\text{ m/s}$ et $V_2 = 1.46\text{m/s}$.

b. Calcul du coût de la partie gravitaire :

En se basant sur l'annexe V-1 les frais d'investissement illustre sur le tableau ci-après :

Tableau V.21 : Les frais d'investissement pour la partie gravitaire

Tronçon	Diamètres	Longueur (m)	Coût du ml Da	Annuité	Coût du tronçon en Da
I	700	6552.62	27777.32	0,088	160.18×10^5
II	600	6307.65	22831.78	0,088	126.74×10^5
	500	3732.34	17885.15	0,088	58.75×10^5
III	600	4086.51	22831.78	0,088	82.11×10^5
	500	8031.49	17885.15	0,088	126.41×10^5

Tableau V.22: Récapitulation des coûts de la troisième variante

Type d'adduction	Troisième Variante	
	Longueur (m)	Coût en Da
Refoulement	12823.38	584.75×10^5
Gravitaire	28710.62	554.19×10^5
Total	41534	1138.94×10^5

V.8. Déduction de la variante le plus économique :

Le tableau ci-après regroupe les couts de chaque variante

Tableau V.23: Récapitulation des calculs des variantes

variante	Coût de la conduite gravitaire DA	Coût de la conduite de Refoulement DA	Total DA
Première	555.32×10^5	568.60×10^5	1123.92×10^5
Deuxième	568.51×10^5	556.74×10^5	1125.25×10^5
Troisième	554.19×10^5	584.75×10^5	1138.94×10^5
		Min	1123.92×10^5

Le choix le plus économique en tenant compte des frais d'exploitation et des frais d'investissement de la partie gravitaire et refoulement de notre adduction est la Première variante.

V.8.1. Vérification de l'existence de points d'écèlement :

Après le tracé du profil en long nous devons vérifier si la ligne piézométrique coupe le terrain naturel ou non. Et dans notre cas l'existence du point d'écèlement est nulle pour la partie refoulement et la partie gravitaire.

V.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué l'étude de trois variantes qui se distinguent par leur longueur de refoulement, la cote du réservoir tampon et la longueur de la conduite gravitaire.

L'adduction commence par refoulement jusqu'au réservoir Tampon, à l'aide d'une Station de pompage de 12628m de longueur et 800mm de diamètre, à partir du réservoir Tampon, l'adduction s'effectuera gravitairement jusqu'à nœud de répartition, sur une longueur de 6407m comportant deux conduite en série, l'une de diamètre 800mm et l'autre 700mm. Par suite, à travers les deux ceintures Est et Ouest.

Est : gravitairement vers le réservoir de cité 05juillet est de longueur 12118m comportant deux conduites en série, l'une de diamètre 600mm et l'autre avec un diamètre 500mm.

Ouest : gravitairement vers les réservoirs jumèle de la zone industriel est de longueur 10040m comportant deux conduites en série, l'une de diamètre 600mm et l'autre avec un diamètre 500mm.

Le calcul de l'adduction s'est fait de façon à réduire au maximum le coût d'exploitation et de réalisation tout en respectant les consignes de sécurité

Il est nécessaire de choisir les pompes adéquates pour assurer l'adduction par refoulement. Ce qui est l'objectif du chapitre suivant.

Chapitre VI
Etude de
pompage

Chapitre VI: ETUDE DE POMPAGE

VI.1. Introduction

L'ingénieur doit trouver un moyen pour transporter l'eau d'un niveau bas à un niveau haut, ce qui ne peut se faire que par l'intermédiaire d'une machine transformant de l'énergie électrique en énergie hydraulique.

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire toute les fois que l'on ne le dispose pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitairement. Elle est conçue, ainsi, pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînent.

VI.2. Captage des eaux souterraines :

VI.2.1. Quelques définitions concernant les aquifères d'eau souterraine :

a. Les aquifères:

Il s'agit de Massifs de roches perméables comportant une zone saturée suffisamment conductrice d'eau souterraine pour permettre l'écoulement d'une nappe souterraine et le captage de l'eau.

b. Les nappes d'eau souterraine:

Elles représentent les eaux comprises dans la zone saturée d'un aquifère, dont toutes les parties sont en liaison hydraulique.

c. Les aquifères à nappe libre:

Ce sont des aquifères où la surface piézométrique de la nappe coïncide avec la surface de la nappe.

d. Les aquifères à nappe captive:

Ce sont des aquifères limité par deux formation imperméable et dont la surface piézométrique se situe au-dessus de la surface de la nappe.

e. Les nappes et puits artésiens:

Une eau souterraine est dite artésienne lorsque sa surface piézométrique se situe au-dessus du niveau du sol ; dans ce cas, l'eau déborde naturellement des puits.

Les types de nappes d'eau souterraines sont illustres sur la figure ci-après :

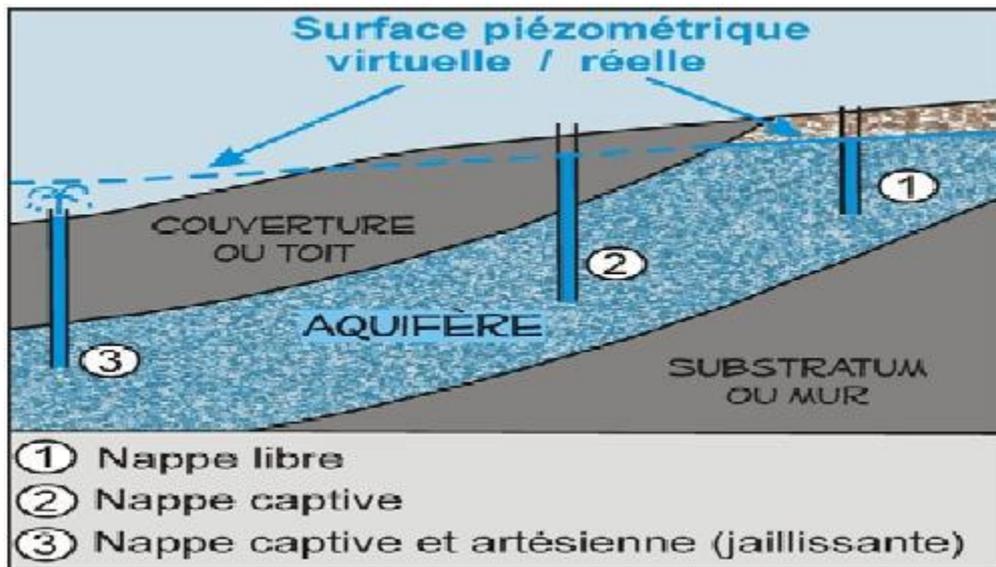


Figure VI.1: types de nappes d'eau souterraines

VI.2.2. Forages d'eau :

Les forages se caractérisent par leur petit diamètre (inférieur à 1 m), en comparaison avec leur profondeur qui peut atteindre plusieurs centaines de mètres, rarement au-delà de 1000 mètres (hormis en géothermie et en exploitation pétrolière). Cette technique donne l'accès à toutes les nappes souterraines, aussi bien libres que captives.

VI.2.3. Les Forages d'Oued SEDAR :

a. Présentation :

C'est un ensemble des forages provenant de la nappe albienne de Djelfa. L'eau y est de bonne qualité ne nécessitant aucun traitement spécial. Il faut retenir une faible turbidité, une température et une composition chimique constantes, et l'absence presque générale de l'oxygène. (Voir annexe VI-1). Selon l'ADE de Djelfa le débit du chaque forage en question peut atteindre 40l/s, le niveau statique est de 46,66 m et le niveau dynamique de 74,12m.

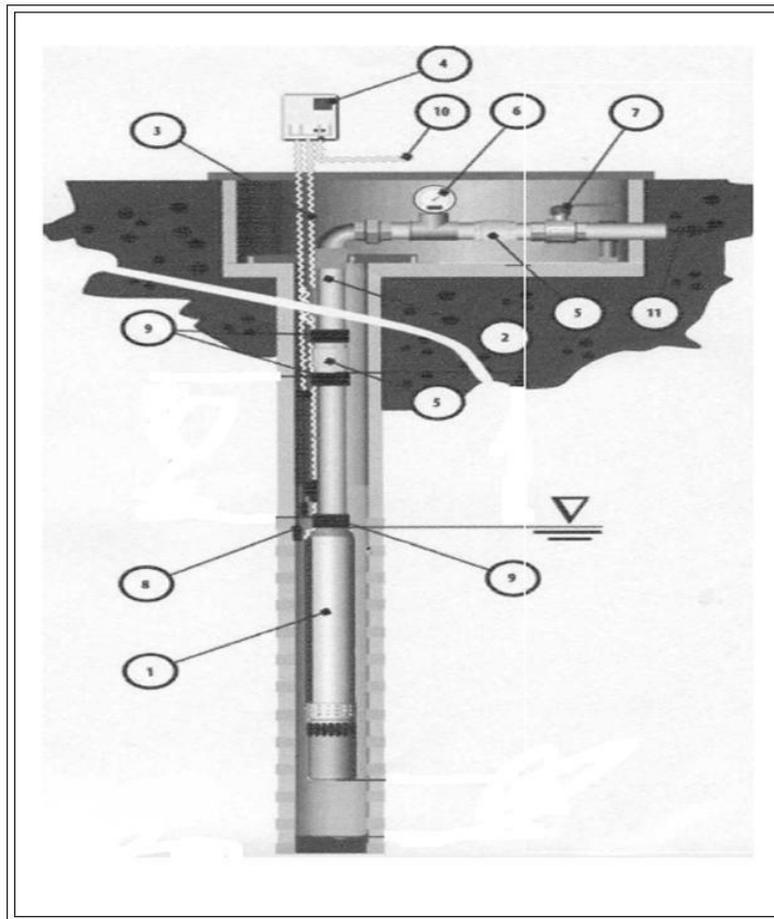
b. Description géologique des forages SEDAR OSF :

En fonction de la profondeur, les forages SEDAR OSF présente les formations géologiques suivantes :

- De 00 à 1m : carapace calcaire surmontée par un couche de sable argileux ;
- De 01 à 145 m : grès blanchâtre dures à drains très fins ;
- De 146 à 270m : passage de grès argileux ;

c- La Réalisation :

Ces forages a été réalisé par le BET SAFEJE en 2013, l'eau est captée par un groupe électro pompe vertical immergé pour un débit 35l/s. La conduite de refoulement de la pompe jusqu'au bache d'accumulation (R.2000m³) est en P.V.C qui est rassemblée toutes les débits des forages. de longueur 5030m de diamètre 500mm avec un débit 0.6m³/s, tel-que l'essai de pompage donne un débit de 35l/s de chaque forage, la pompe est installée pour un débit de 45 l/s. HMT = 47 m, N=2969tr/mn p= 80kw de type pompe, **E12S42/4B+M12200** (Fig. VI.2).



- | | |
|-----------------------------------|-------------------------------|
| 1- Electropompe immergée ; | 2- Tuyau de refoulement ; |
| 3- Câble d'alimentation ; | 4- Tableau de commande ; |
| 5- Clapet anti-retour ; | 6- Manomètre ; |
| 7- Vanne d'arrêt ; | 8- Sondes de niveau ; |
| 9- Collier de fixation du câble ; | 10- Alimentation électrique ; |
| 11- Réseau ; | |

Figure VI.2 : schéma d'installation d'une pompe immergée dans un forage.

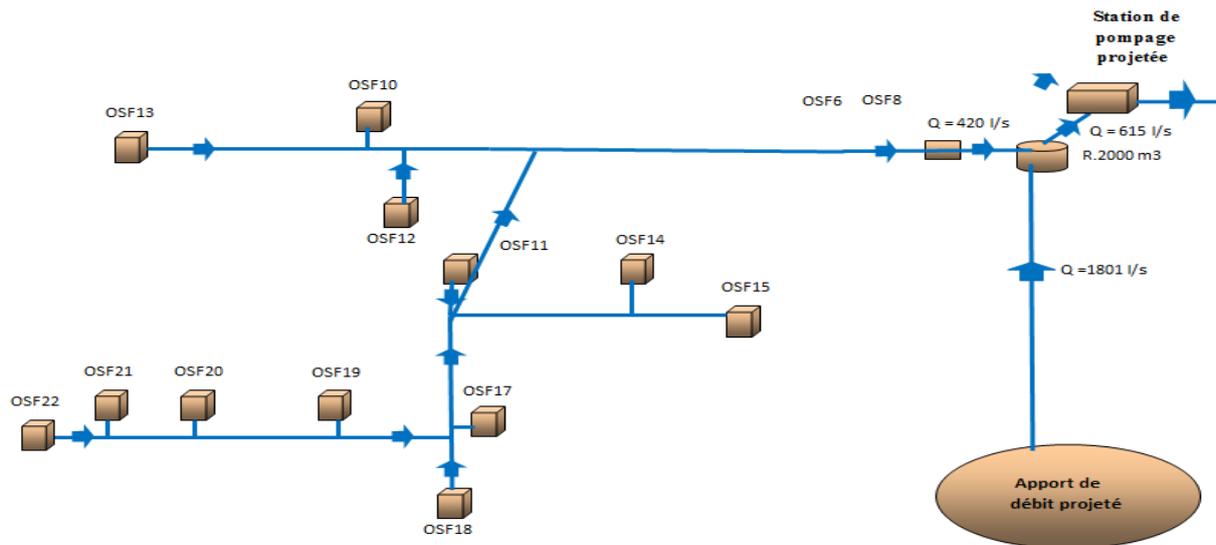


Figure VI.3: Schéma explicatif du principe du plan d'interconnexion sur la conduite de refoulement

VI.3.1. La Station de pompage

VI.3.2. Définition des pompes:

Les machines élévatoires industrielles couramment utilisées en approvisionnement en eau potable sont des turbopompes ou pompes centrifuges. Elles sont constituées par un ou plusieurs roues qui tournent dans une enceinte ou corps de la pompe. La rotation de la roue imprime à l'eau entraînée une énergie cinétique qui se transforme en pression à la sortie de la pompe.

Globalement 60 à 90 % de l'énergie fournie par le moteur est transformée en énergie mécanique. Cette énergie mécanique ne sera ensuite communiquée au fluide que dans une proportion de 50 à 80 %.

VI.3.3. Fonctionnement des pompes centrifuge

La principale caractéristique de la pompe centrifuge consiste à convertir l'énergie d'une source de mouvement (le moteur) d'abord en vitesse (ou énergie cinétique) puis en énergie de pression. Le rôle d'une pompe consiste en effet à conférer de l'énergie au liquide pompé (énergie transformée ensuite en débit et en hauteur d'élévation) selon les caractéristiques de fabrication de la pompe elle-même et en fonction des besoins spécifiques à l'installation. Le fonctionnement est simple : ces



pompes utilisent l'effet centrifuge pour déplacer le liquide et augmenter sa pression.

À l'intérieur d'une chambre hermétique équipée d'entrée et de sortie (cochlée ou volute), tourne une roue à palettes (roue), le véritable cœur de la pompe. La roue est l'élément tournant de la pompe qui convertit l'énergie du moteur en énergie cinétique (la partie statique de la pompe, c'est-à-dire la volute, convertit au contraire l'énergie cinétique en énergie de pression). La roue est à son tour fixée à l'arbre de pompe, directement emboîté sur l'arbre de transmission du moteur ou couplé à celui-ci par un couple rigide.

Lorsque le liquide entre dans le corps de la pompe, la roue (alimenté par le moteur) projette le fluide à la périphérie du corps de la pompe grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de la roue : le liquide emmagasine ainsi une énergie (potentielle) qui sera transformée en débit et en hauteur d'élévation. Ce mouvement centrifuge provoque au même moment une dépression capable d'aspirer le fluide à pomper. En connectant ensuite la pompe à la tuyauterie de refoulement, le liquide sera facilement canalisé et atteindra l'extérieur de la pompe.

VI.3.4. Le choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- *Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur ;*
- *Meilleur rendement ;*
- *Vérifier la condition de non cavitation ;*
- *Encombrement et poids les plus faibles ;*
- *Vitesse de rotation la plus élevée ;*
- *Puissance absorbée minimale ;*
- *Etre fabriquée en série.*

VI.3.5. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- *Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.*
- *Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.*

VI.3.6.Choix du nombre de pompes

L'identification d'une pompe consiste à déterminer ses caractéristiques à savoir le débit refoulé, la hauteur d'élévation, la puissance absorbée et le rendement.

Les caractéristiques des pompes étant connues (Débit, HMT), c'est leur point de fonctionnement qui doit être déterminé pour assurer le débit demandé.

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

VI.3.7.Variantes de pompes :

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans les chapitres précédents, le débit appelé est de 0,615 m³/s et la Hauteur manométrique totale nécessaire est de 124,92m. Pour le choix des pompes à partir d'un catalogue des pompes installées en séries n'est pas aisé, car il en existe pas de pompes se rapprochant du débit et de la Hauteur manométrique voulus.

VI.4.1.Refolement (Station de pompage – R. Tampon)

Les données de départ de la ligne de refolement sont illustre sur la figure VI.4 et le tableau VI.1 ci-après :

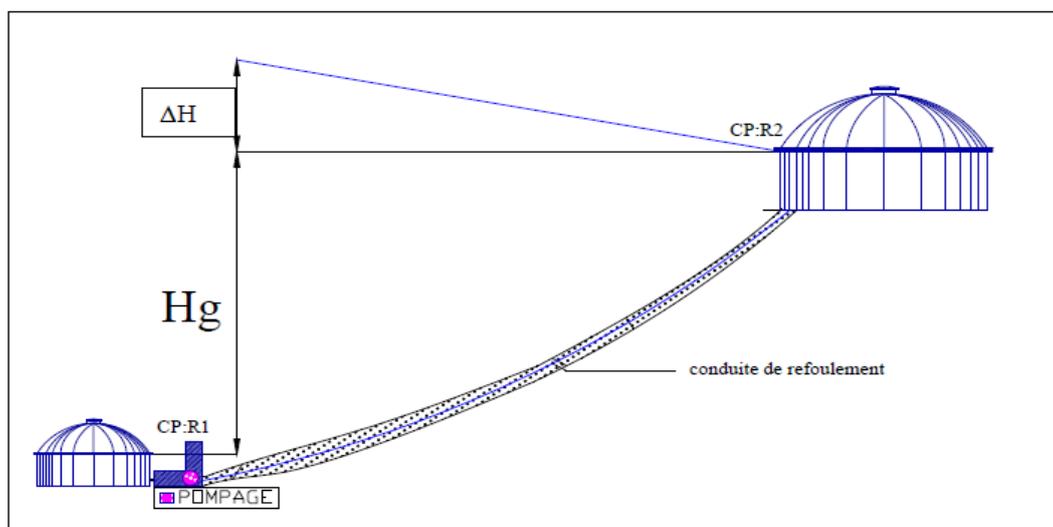


Figure VI.4: Schéma explicatif de (Station de pompage – R. Tampon)

Tableau VI.1 : Récapitulatif des données de départ de la ligne de refoulement

Ligne de Refoulement									
Station de pompage projetée – Réservoir Tampon									
Nœud Amont	Nœud Aval	Cote Amont (m)	Cote Aval (m)	Ø (mm)	L (m)	Hg (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	HMT (m)
Station de pompage projetée	Réservoir Tampon	1180.1	1276.1	800 fonte	12628	96	615,75	1.22	124,92

D'après logiciel de CAPRARI on trouve les résultats qui est illustre dans le tableau (VI.2), on note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes:

Tableau VI.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP

n	Q _{appelé} l/s	HMT _{appelé} m	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	Nbre d'étage	(NPSH) _r (m)
2	307,875	124.92	-	-	-	-	-	-
3	205,25	124.92	-	-	-	-	-	-
4	153,937	124.92	-	-	-	-	-	-
5	123,15	124.92	PM150/4B	71,2	1750	206	4	8,5
6	102,625	124.92	PM125/2B	68,5	2900	198	6	6,5
6	102,625	124.92	PM150/6B	72,4	1750	176	4	6,96

D'après le tableau précédent la variante qui convient le plus à notre cas est celle avec six pompes, car elle est meilleure de point de vue rendement, vitesse de rotation, (NPSH)_r, nombre d'étages et puissance absorbée. Cependant une deux pompes de secours doit être prévue. Ces huit Pompes sont identiques et de type **PM150/ 6B**.

VI.5. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [P_{abs} - Q], [np - Q] et [(NPSH)_r - Q], les paramètres général et géométrique Sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

Ces courbes sont Représentées par Annexe VI -2, Annexe VI -3, Annexe VI -4.

VI.6. Point de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

VI.6.1 Courbes caractéristiques de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\text{Et : } \Delta h_t = 1,2 \times \Delta h_p^{lin} \quad (VI.1)$$

Avec :

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 \lambda L_{ref} Q^2}{\pi^2 g D_{eco}^5} \quad (VI.2)$$

Avec:

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement ;

L_{ref} : Longueur de la conduite de refoulement (m) ;

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

Tableau VI.3: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-R-Tampon)

N ⁰	Q (l/s)	6Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{eco} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)

1	0	0	96	12628	800	0.01994	0	0	96
2	10	60	96	12628	800	0.01994	0.23	0.27	96.27
3	20	120	96	12628	800	0.01994	0.92	1.10	97.10
4	30	180	96	12628	800	0.01994	2.06	2.47	98.47
5	40	240	96	12628	800	0.01994	3.66	4.39	100.39
6	50	300	96	12628	800	0.01994	5.72	6.86	102.86
7	60	360	96	12628	800	0.01994	8.24	9.88	105.88
8	70	420	96	12628	800	0.01994	11.21	13.45	109.45
9	80	480	96	12628	800	0.01994	14.64	17.57	113.57
10	90	540	96	12628	800	0.01994	18.53	22.24	118.24
11	100	600	96	12628	800	0.01994	22.88	27.46	123.46
12	110	660	96	12628	800	0.01994	27.69	33.22	129.22

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure VI.5.

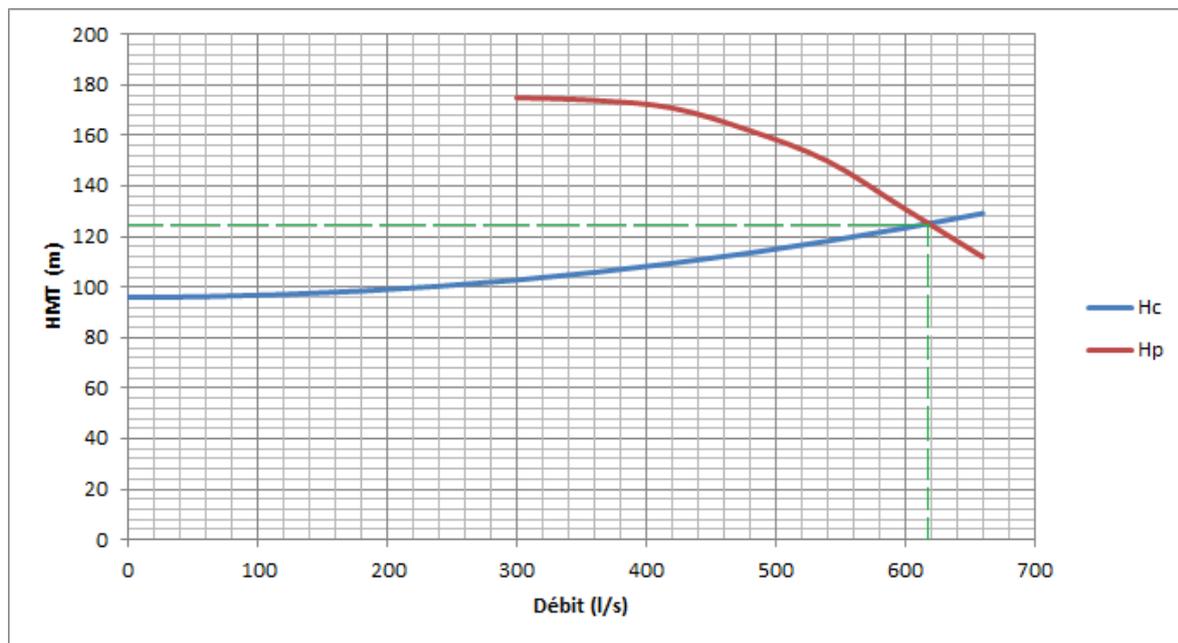


Figure VI.5: Graphe représentant le point de fonctionnement de la pompe

On obtient le point de fonctionnement suivant : $Q_p = 0.618 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_p = 125 \text{ m}$.

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{Sont : } \begin{cases} H_{pf} = 125\text{m} > H_{app} = 124,92\text{m} \\ Q_{pf} = 0,618 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} > Q_{app} = 0,61575 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \end{cases}$$

VI.6.2. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données:

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

a. Débit pompé > Débit demandé :

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable
- **Réglage quantitatif** : (ou bien le vannage) c'est à dire nous effectuons une légère fermeture du robinet-vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{ap\ va}^{inst} = \eta_{av\ van}^{inst} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (VI.3)$$

Avec :

$\eta_{ap\ va}^{inst}$: Rendement de l'installation après le vannage (%)

$\eta_{av\ van}^{inst}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%)

H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m)

h_v : Différence entre la hauteur H_c et la hauteur appelée

$$h_v = H_c - H_{app} \quad (VI.4)$$

H_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m).

- **Rognage** : on rogne la roue de la pompe de telle façon à ne pas baisser le rendement.
 1. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : par des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, des coudes.
 2. Diminution des heures de pompage.
 3. Changement du type de la pompe.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \times Q \quad (VI.5)$$

Q_{app} : Débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : Hauteur manométrique totale appelé (m).

Rendement du rognage

$$R = (1-m) \times 100 \quad (\text{VI.7})$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage.

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (\text{VI.8})$$

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

- Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).
- Diminution de temps de pompage : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t_1 = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t \quad (\text{VI.9})$$

t_1 : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;

t : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

- Changement du type de la pompe : dans le cas où c'est possible.

b. Débit pompé < Débit demandé :

Dans ce cas-là, il faut soit :

- Faire un réglage quantitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- Changer de type de pompe.
- Faire un accouplement des pompes.

Remarque :

Dans notre cas, le débit appelé se situe dans l'intervalle [$Q_a - 10\% Q_a$; $Q_a + 10\% Q_a$] on dit que la pompe fonctionne dans les bonnes conditions.

Dans ce cas $Q_p \approx Q_d$ donc on n'aura pas besoin d'aucun mode de réglage du débit car la pompe a été spécialement faite pour ce projet.

Tableau VI.4: point de fonctionnement de la pompe choisie

Pompe	Débit (l/s)	La charge (m)	Rendement (%)	Puissance (kw)	NPSH (m)
PM150/6B	0.618	125	72.4	176	6.96

VI.7. Etude du phénomène de cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

VI.7.1 Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe

- La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de la roue, lorsque la pression remonte;
- Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue;
- Vibrations anormales;
- Bruit anormal (pompage de caillou);
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations;
- Arrachement de matière dans les zones d'implosion;
- Chute du débit pompé lorsqu'il apparaît le phénomène de cavitation.

Les figures ci-après illustrent les effets de la cavitation :



Figure VI.6 : Roues soumises à la cavitation.

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

(NPSH)_r : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

(NPSH)_d : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (VI.10)$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

On prend : $r = 0,3$ m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en dessous de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{atm} + T_v + \frac{v_a^2}{2g} + \Delta h_{asp} \quad (VI.11)$$

Avec :

v_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P_{atm} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H \quad (VI.12)$$

H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

Tableau VI.5 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T^0 (c°)	5	10	20	30	40	50	80	100
T_v (m.c.e)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

Δh_{asp} : Perte de charge totale du côté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) \Delta h_{asp}^{lin} \quad (VI.13)$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule suivante :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,00178 \times \left(\frac{L_r \times Q_{app}^2}{D_c^{5,2}} + \frac{l_r \times Q_a^2}{D_a^{5,2}} \right) \quad (VI.14)$$

Avec :

L_r : longueur du collecteur de refoulement, $L_r = 80$ m ;

l_r : longueur de la conduite de refoulement, $l_r = 1,5$ m ;

Qa : débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (VI.15)$$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèles.

Dc : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 Q_{app}}{\pi V_c}} \quad (VI.16)$$

Avec :

Vc : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

Da : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1.2 - 1.5) DN1 \quad (VI.17)$$

DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

VI.7.2 Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - \Delta h_{asp}^{adm} + r \quad (VI.18)$$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m NGA) ;

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc}$$

Cp : côte du plan d'eau dans le réservoir (m NGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m) ;

r : marge de sécurité, r = (0.1 – 0.3) m.

A.N :

- La charge nette d'aspiration requise

$$NPSH_r = 6.96 \text{ m}$$

-La pression atmosphérique

$$P_{atm} = 10.33 - (0,00139 \times 1180.5) = 8,68 \text{ m.c.e}$$

-La tension de vapeur d'eau à une température T°=20°C

$$T_v = 0.24 \text{ m.c.e}$$

- Le diamètre de la conduite d'aspiration

$DN_a = 150\text{mm}$ (Annexe VI-1)

$$\text{Donc } D_a = 1,5 \times 150 \rightarrow D_a = 225\text{mm}$$

- La vitesse d'aspiration :

$$V_a = 0,103 / (3,14 \times 0,225^2 / 4) = 2,59\text{m/s}$$

- D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0,618}{3,14 \times 2,1}} = 612,27\text{mm}$$

$$\text{On pose que : } D_c = 600\text{mm} \rightarrow V_c = 2,18\text{m/s.}$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 600\text{ mm}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = 0,00178 \times \left(\frac{80 \times 0,618^2}{0,60^{5,2}} + \frac{1,5 \times 0,103^2}{0,225^{5,2}} \right)$$

$$\Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = 0,84\text{m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{\text{asp}} = 1,15 \times 0,84 = 0,97\text{m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 6,96 + 0,3 - 8,68 + 0,24 + \frac{2,59^2}{2,9,81} + 0,97$$

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = 0,131\text{m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\text{min}} = 1185 - 4 + 0,7 = 1181,7\text{m NGA}$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 1181,7 - 0,131 + 0,3$$

$$\nabla_{\text{axe}} = 1181,87\text{m NGA}$$

VI.8. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;

- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

VI.8.1. Caractéristiques du moteur électrique de SP1

Les caractéristiques du moteur sont données directement par le catalogue CAPRARI et elles sont comme suit :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 1450 tr/min
- Nombre de pôles 4
- Puissance nominale P2 200Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

VI.9. Equipement d'une pompe

Plusieurs équipements sont installés à l'amont et à l'aval d'une pompe pour garantir son bon fonctionnement et son contrôle.

a) A l'amont d'une pompe : Aspiration

- Une grille ;
- Tulipe d'aspiration ;
- Crépine ;
- Clapet de pied ;
- Convergent dissymétrique ;
- Vanne d'arrêt ;
- Coude.

b) A l'aval de la pompe : refoulement

- Divergent ;
- Vanne de refoulement ;
- Conduite de refoulement ;
- Clapet anti-retour ;
- Joints.

c) Equipements auxiliaires d'une pompe

- Système de drainage;

- Système d'amorçage ;
- Conduite by passe ;
- Réservoir d'air ;
- Prise d'échantillon
- Appareillage de mesure de débit et de pression ;
- Système de levage : (pont roulant)
- Système de ventilation
- Eclairage ;
- Appareillage de commande ;
- Système de protection contre l'incendie.

VI.10. Conclusion :

D'après l'étude faite dans ce chapitre, on a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour la station de pompage.

La Station de pompage sera équipée de six pompes de type CAPRARI PM150/6B et deux autres identique de secours ;

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation.

Chapitre VII

Protection de la conduite contre le coup de bélier

Chapitre VII: PROTECTION DE LA CONDUITE CONTRE LE COUP DE BELIER

VII.1. Introduction

Lors de son fonctionnement, le système de transferts d'eau est exposé à des phénomènes transitoires qui peuvent fortement l'endommager, donc les conduites doivent résister soit intrinsèquement par leur résistance propre, soit par des moyens de protection appropriés.

Ci-après sont données des indications générales sur la protection des conduites de refoulement ou autres contre le coup de bélier et la corrosion et les moyens propres à limiter ses effets.

VII.2. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire :

VII.2.1. Généralités sur le coup de bélier :

a. Définition :

C'est un phénomène de choc qui apparaît lors de la variation brusque de la vitesse d'un liquide. Toute modification rapide dans le régime d'écoulement dans une conduite en charge provoque des oscillations de pression (surpression et dépression alternatives) connues sous le nom de « coup de bélier ».

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

b. Causes du coup de bélier :

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

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

- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

c. Risques dus aux coups de bélier :

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

1. Cas de la surpression :

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

2. Cas de dépression :

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

3. Fatigue de la canalisation :

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

d. Description du coup de bélier :

Considérons une conduite horizontale dans laquelle s'écoule un liquide en régime permanent avec une vitesse moyenne V_0 . Si une perturbation vient modifier ce régime (par la fermeture brutale d'une vanne par exemple), alors la perturbation engendrée se propagera avec une célérité c . Cette perturbation présente une surpression H_s et une dépression pression H_d .

1- Cas d'un écoulement gravitaire :

Les figures VII.1 représentent les différentes étapes du coup de bélier survenant dans une conduite horizontale AB après fermeture instantanée d'une vanne placée à l'extrémité aval.

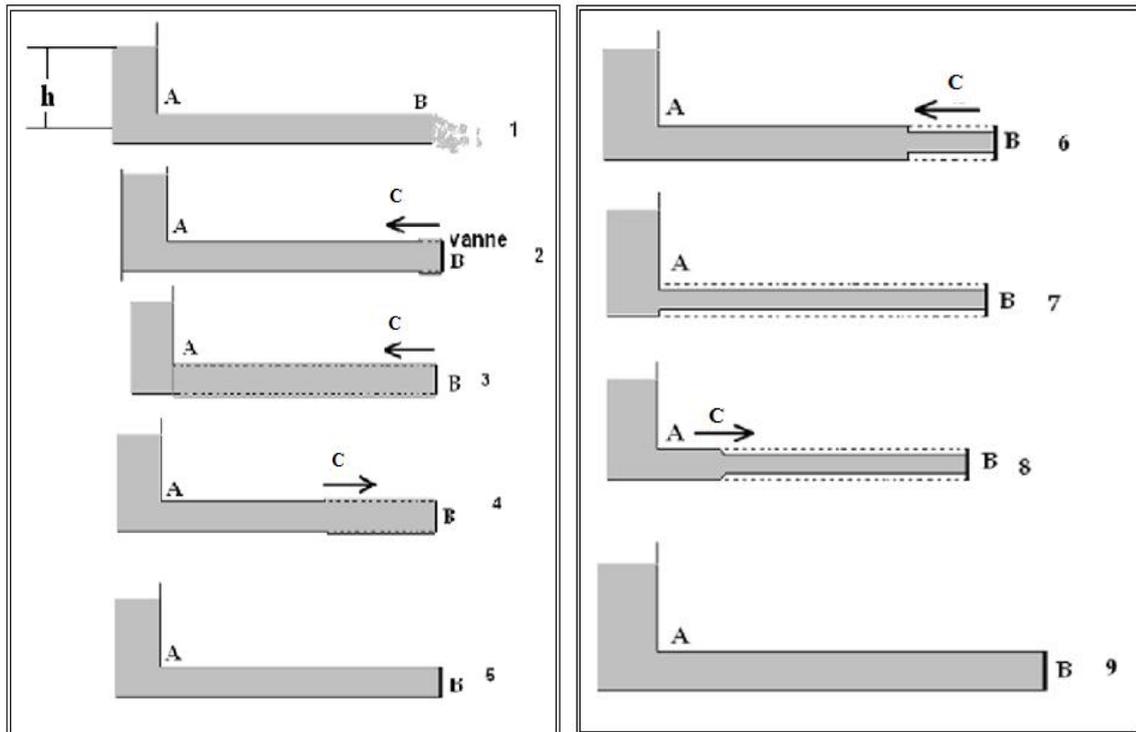


Figure VII.1 : Description du coup de bélier

- Interprétation de la figure :

1. Le régime d'écoulement dans la conduite AB est permanent.
2. La vanne se ferme instantanément en B. alors la conduite se dilate et le liquide se contracte. Cette déformation se déplace avec la célérité d'onde c jusqu'au point A.
3. La conduite est dilatée dans son ensemble.
4. Au point A le liquide se dilate et la conduite se comprime. La déformation se déplace vers le point B avec la célérité c .
5. La conduite retrouve sa forme primaire, mais arrivé en A la conduite se comprime encore et le liquide se dilate.
6. la déformation se déplace vers le point A à la célérité c .
7. la déformation est arrivée en A et toute la conduite est contractée. Au point A la pression change de signe et devient positive.
8. La pression positive se déplace vers le point B avec la célérité c .
9. la conduite reprend sa forme première.

Le phénomène se répéterait indéfiniment, mais les frottements amortissent le processus pour le faire cesser au bout d'un certain temps.

2- Cas d'un écoulement par refoulement:

Le phénomène d'oscillation reste le mêmes que pour le cas gravitaire néanmoins après l'arrêt brutal d'une pompe, la ligne de charge s'abaisse sous la ligne statique.

1ère phase: La conduite n'étant plus alimentée, une dépression se propage à partir de la pompe, ce qui cause une déformation de la conduite. Cette déformation se déplace vers le point haut à la célérité c (Fig. VII.2).

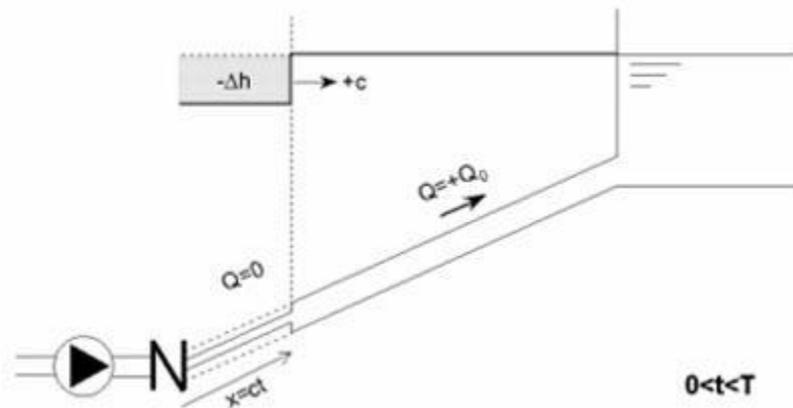


Figure VII.2 : 1ere phase du coup de bélier

2ème phase: La déformation est arrivée en haut et toute la conduite est contractée (Fig. VII.3). Au point haut la pression change de signe et devient positive se déplaçant avec une vitesse c vers la pompe mais elle va subir à un obstacle (clapet anti retours).

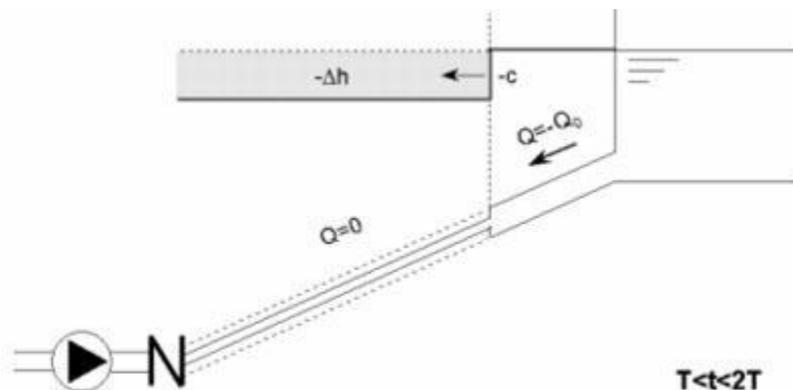


Figure VII.3 : 2eme phase du coup de bélier

3ème phase : La conduite se dilate et le liquide se contracte (Fig. VII.4). Cette déformation se déplace avec la célérité d'onde c jusqu'au point haut (le sens pompe → réservoir.)

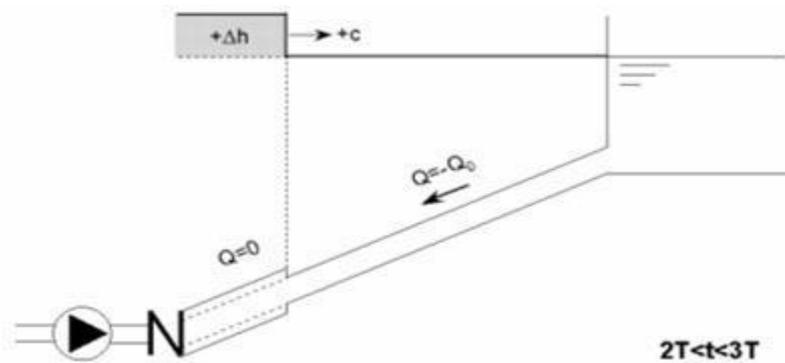


Figure VII.4 : 3eme phase du coup de bélier

4ème phase: La conduite reprend sa forme première (Fig. VII.5). Le phénomène se répéterait indéfiniment, mais les frottements amortissent le processus pour le faire cesser au bout d'un certain temps.

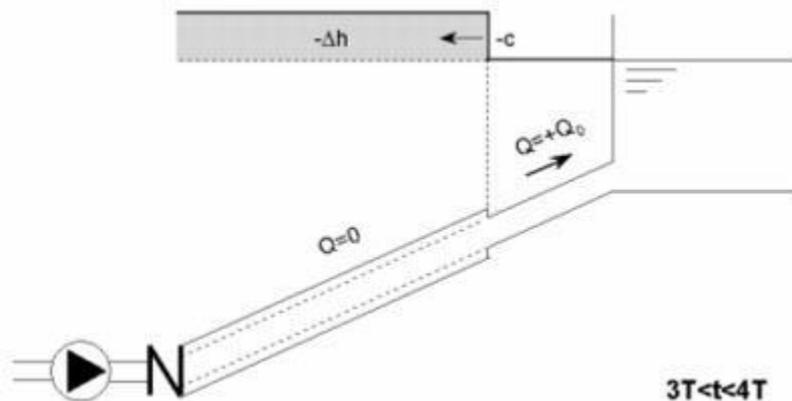


Figure VII.5 : 4eme phase du coup de bélier

La valeur du coup de bélier est donnée par :

$$b = \pm \frac{V_0}{g} \quad (\text{VII.1})$$

La valeur maximale de la surpression et de la dépression pour le cas gravitaire et de refoulement est donnée (Fig. VII.6) par les relations suivantes :

1) La surpression :

$$H_s = H_g + b \quad (\text{VII.2})$$

2) La dépression :

$$H_d = H_g - b \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

b : valeur du coup de bélier

V_0 : Vitesse moyenne d'écoulement en régime permanent.

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

c : Célérité de l'onde (m/s).

H_g : hauteur géométrique (m).

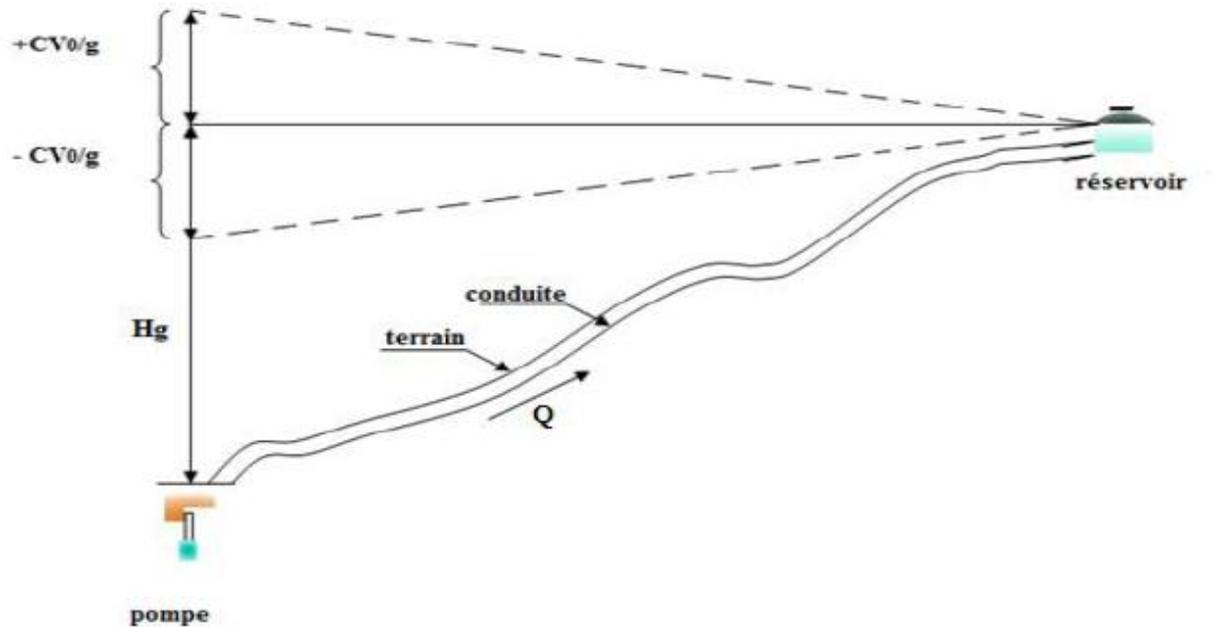


Figure VII.6: Oscillation de la ligne de charge dans le cas d'un coup de bélier

e. Moyens de protection des installations :

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

- Réservoirs d'air :

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la figure qui suit. Les réservoirs hydropneumatiques sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé.

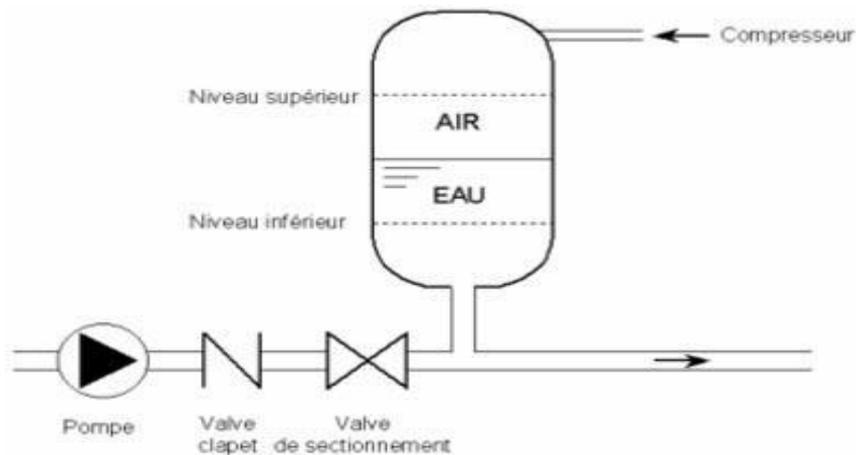


Figure VII.7: .Réservoir d'air

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression;
- Il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il est simple à installer :
- Bon fonctionnement ;
- Bonne sécurité ;
- Pas de pertes d'eau.

- By-pass :

Un bipasse (ou by-pass) est une conduite équipée d'un clapet dans le sens amont-aval qui court-circuite une pompe.

- Les organes d'étranglement :

L'amortissement du phénomène de succession de surpression et dépression peut se faire par l'augmentation des pertes de charge engendrées par l'étranglement dans la conduite soit par diaphragme, tuyère ou clapet à battant percé.

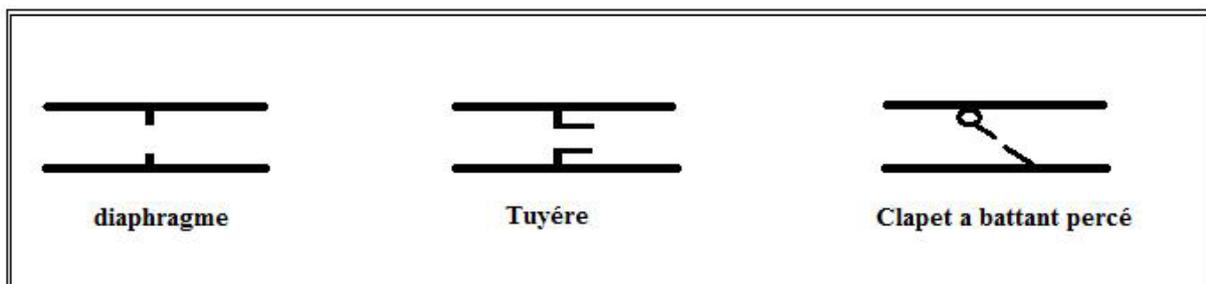


Figure VII.8: Les organes d'étranglement

Ces organes sont utilisés dans la conduite de raccordement de l'anti bélière avec la conduite de refoulement. Le diaphragme est utilisé pour l'augmentation de la perte de charge pour les deux cas (surpression et dépression), Le clapet à battant percé joue le rôle de diminuer la perte de charge dans le cas de dépression mais dans le cas de surpression sa forme engendre des vibrations dans le système donc l'endommagement dans les raccordements. Et pour la tuyère le coefficient de débit de l'ajutage est de l'ordre de 92% du diamètre de la conduite. Dans le cas de surpression, la perte de charge engendrée est égale à quatre fois la perte de charge en dépression.

On appelle à faire un dispositif qui nous donne une perte de charge faible dans le cas de dépression et une perte de charge importante dans le cas de surpression. On propose alors un clapet by-pass par un diaphragme.

VII.2.2. Principe de l'étude de protection contre le coup de bélière:

a. Protection de la conduite de refoulement :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

- 1) Méthode de VIBERT : La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.
- 2) Méthode de BERGERON : La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.
- 3) Méthode de SALAH B : La méthode de SALAH B est la plus répandue au cas réel, elle donne la célérité d'onde du coup de bélière quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quel que soit le type d'installations.
- 4) Méthode de PEUCH et MEUNIER : C'est la méthode qu'on va l'utilisée dans notre projet pour la détermination du volume du réservoir d'air.

- Dépression :

Afin de déterminer le volume du réservoir d'air U_0 , on doit utiliser les abaques de PEUTCH et MEUNIER (Annexe VII-1) qui ont les trois nombres adimensionnels suivants :

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \quad (VII.4)$$

K : qui caractérise les pertes de charge,

$$A = \frac{cV_0}{g H_0} \quad (VII.5)$$

A : qui caractérise la conduite de refoulement,

$$B = \frac{V_0^2}{g H_{abs}} \frac{LS}{U_0} \quad (\text{VII.6})$$

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Avec :

c : célérité d'onde de coup de bélier,

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent,

H_0 : Pression statique absolue, $H_0 = H_g + 10$ (VII.7)

H_{abs} : Pression de service absolue, $H_{abs} = H_g + 10 + \Delta h$ (VII.8)

Δh : pertes de charge,

L : longueur de la conduite,

S : section de la conduite.

La méthode se résume dans les étapes suivantes :

- 1- Calculer la célérité d'onde c et la vitesse d'écoulement en régime permanent V_0 .
- 2- Calculer les paramètres A et K,
- 3- Tracer le profil en long de la conduite de refoulement, comme suit :

Tableau VII.1 : Méthode de calcul du profil en long général de la conduite.

Z (m)	Z_0	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4
X	0	X_1	X_2	X_3	X_4
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_0 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_1 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_2 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_3 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$	$\frac{Z_4 - Z_0 + 10}{H_g + 10}$
$\frac{X}{L}$	$\frac{X}{L} = 0$	$\frac{X_1}{L}$	$\frac{X_2}{L}$	$\frac{X_3}{L}$	$\frac{X_4}{L}$

Avec :

Z : La pression totale,

$\frac{X}{L}$: Le rapport entre les abscisses de différents points et la longueur totale.

Dans les abaques, les courbes de dépression sont en fonction de $\frac{P_{min}}{H_0}$ et $\frac{X}{L}$

4- Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes B au profil en long. Nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer U_0 .

5- Calculer U_0 ,

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g H_{abs}} \frac{LS}{B} \quad (\text{VII.9})$$

6- Déterminer le volume d'air maximum qui correspond à la pression minimale P_{\min} , cette dernière est tirée de l'abaque par l'intersection de la courbe B et l'axe des ordonnées $\frac{P_{\min}}{H_0}$,

$$U_{max} = U_0 \left(\frac{H_{abs}}{H_{min}} \right)^{\frac{1}{1,2}} \quad (\text{VII.10})$$

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

$$U_{\text{réel}} = (1,2 \text{ à } 1,3)U_{\text{max}} \quad (\text{VII.11})$$

- Surpression : Dimensionnement de diaphragme

Pour déterminer le diamètre du diaphragme, on utilise la méthode de DUBIN et GUENEAU.

Cette méthode repose sur l'utilisation d'un abaque, composé d'un ensemble de courbes

A et B en fonction des paramètres $\alpha \frac{V_0^2}{H_0}$ et $\frac{P_{\max}}{H_0}$ (Annexe VII-2)

$$\text{Où :} \quad \alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6 d^2} - 1 \right]^2 \quad (\text{VII.12})$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite,

d : Diamètre de diaphragme,

α : coefficient de perte de charge.

b. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélière :

La protection d'une conduite gravitaire contre le coup de bélière consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Notre cas comporte plusieurs tronçons en série, d'où des vitesses différentes, alors pour avoir un résultat significatif on fait une moyenne telle que :

$$V = \frac{\sum V_i L_i}{\sum L_i} \quad (\text{VII.13})$$

On calcule le temps de fermeture de la vanne on par la formule de Michaud :

$$T = \frac{2 \times L \times V}{g \times \Delta h} \quad (\text{VII.14})$$

Avec : t : le temps de fermeture du robinet vanne.

L : longueur de l'adduction gravitaire.

V : vitesse moyenne de l'écoulement en régime permanent.

Δh : La valeur de la surpression.

c. Détermination de la célérité d'onde :

Les dépressions et les surpressions se propagent alternativement d'une extrémité à l'autre de la conduite sous forme d'une onde qui se déplace avec une vitesse « c » appelée « célérité ».

B.SALAH a mis au point un modèle mathématique permettant le calcul de la célérité d'onde dans les conduites enterrées tenant compte des caractéristiques mécaniques du sol environnant:

$$c = \left[\frac{\rho}{K_e} \left(1 + K_e \frac{2a(1-\nu_m^2)(1-\nu_s)}{(1-\nu_m^2)a E_s + E_m e_m (1-\nu_s)} \right) \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (\text{VII.15})$$

Avec :

K : coefficient d'élasticité de l'eau : $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal.

ρ : masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 0,8 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$ pour la Fonte.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal.

ν_m : Coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,21 - 0,26$ (Fonte)

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,0117 \text{ m}$

a : rayon intérieur de la conduite (m). $a = 0,4 \text{ m}$

VII.2.3. Protection du système d'adduction Oued SEDAR-Djelfa contre le coup de bélier

Calcul de la célérité d'onde :

On trouve une valeur de la célérité d'onde en cas enterre de $c = 940,75 \text{ m/s}$

Les données de départ sont illustres dans la figure ci-après :

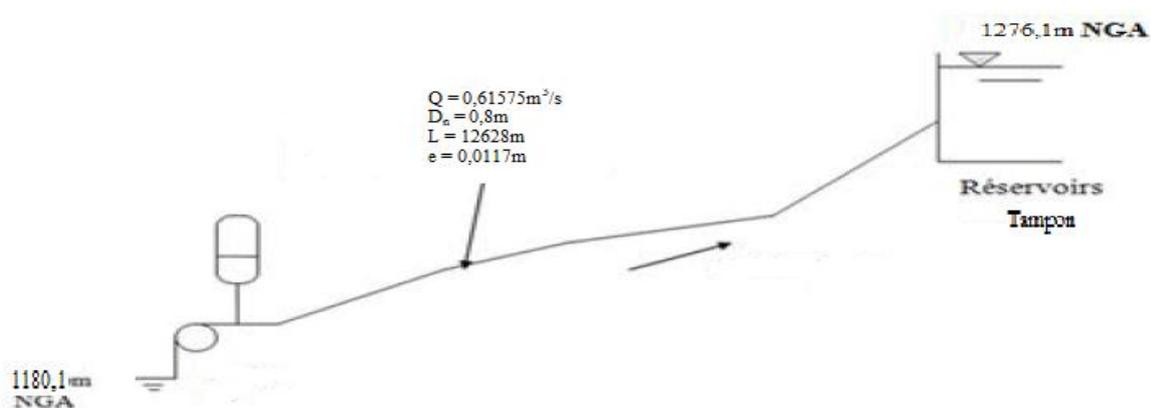


Figure VII.8: Données de départ.

a-Protection la conduite de refoulement :

Calcul de la dépression :

$$H_{\min} = H_g - cv_0/g = -21,47\text{m}$$

Calcul de la surpression :

$$H_{\max} = H_g + cv_0/g = 213,47\text{m}$$

Donc il y a risque de coup de bélier, il y a nécessité de protection anti bélier.

Calcule de la caractéristique de la conduite :

La vitesse d'écoulement en régime permanent égal à $V_0 = 1.225 \text{ m/s}$

$$H_0 = H_g + 10 = 96 + 10 = 106 \text{ m}$$

$$\text{Et } A = \frac{940,75 \times 1,225}{9,81 \times 106}$$

$$A = 1,108$$

Caractéristique des pertes de charge K :

$$H_{\text{abs}} = \text{HMT} + 10 = 134.92\text{m}$$

$$K = \frac{134.92 - 106}{106} = 0,21$$

- Caractéristique du réservoir :

Nous devons considérer la famille de courbes B pour $A=1,108$ et $K=0,21$ mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long « absolu » à la famille de courbe : $K=0,2$ $A=1$ (Annexe VII-1)

Tableau VII.2: Profil en long général de la conduite.

points	Cote z (m)	Longueur Conduit X (m)	ΔZ (m)	$\Delta Z + 10$ (m)	$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	$\frac{X}{L}$
1	1180.1	0	0	10	0.09	0
2	1182.41	668.131	2.31	12.31	0.12	0.053
3	1185.73	1489.224	5.63	15.63	0.15	0.118
4	1188.2	2217.379	8.1	18.1	0.17	0.176
5	1192.04	2446.336	11.94	21.94	0.21	0.194
6	1187.19	3096.212	7.09	17.09	0.16	0.245
7	1203.72	3623.096	23.62	33.62	0.32	0.287
8	1201.11	4032.849	21.01	31.01	0.29	0.319
9	1205.01	4754.64	24.91	34.91	0.33	0.377
10	1215.71	5245.451	35.61	45.61	0.43	0.415
11	1215.44	5305.78	35.34	45.34	0.43	0.420

12	1208.9	5732.064	28.8	38.8	0.37	0.454
13	1212.37	6245.11	32.27	42.27	0.40	0.495
14	1205.32	6577.516	25.22	35.22	0.33	0.521
15	1202.27	6913.327	22.17	32.17	0.30	0.547
16	1210.64	7823.414	30.54	40.54	0.38	0.620
17	1214.3	7873.932	34.2	44.2	0.42	0.624
18	1215.95	8126.039	35.85	45.85	0.43	0.643
19	1243.52	8635.607	63.42	73.42	0.69	0.684
20	1242.12	8777.34	62.02	72.02	0.68	0.695
21	1246.13	9571.452	66.03	76.03	0.72	0.758
22	1243.43	9645.319	63.33	73.33	0.69	0.764
23	1242.83	9698.138	62.73	72.73	0.69	0.768
24	1242.87	9841.578	62.77	72.77	0.69	0.779
25	1242.06	9932.779	61.96	71.96	0.68	0.787
26	1242.99	10939.64	62.89	72.89	0.69	0.866
27	1264.86	11900.769	84.76	94.76	0.89	0.942
28	1269.71	12163.796	89.61	99.61	0.94	0.963
29	1276.1	12628	96	106	1.00	1

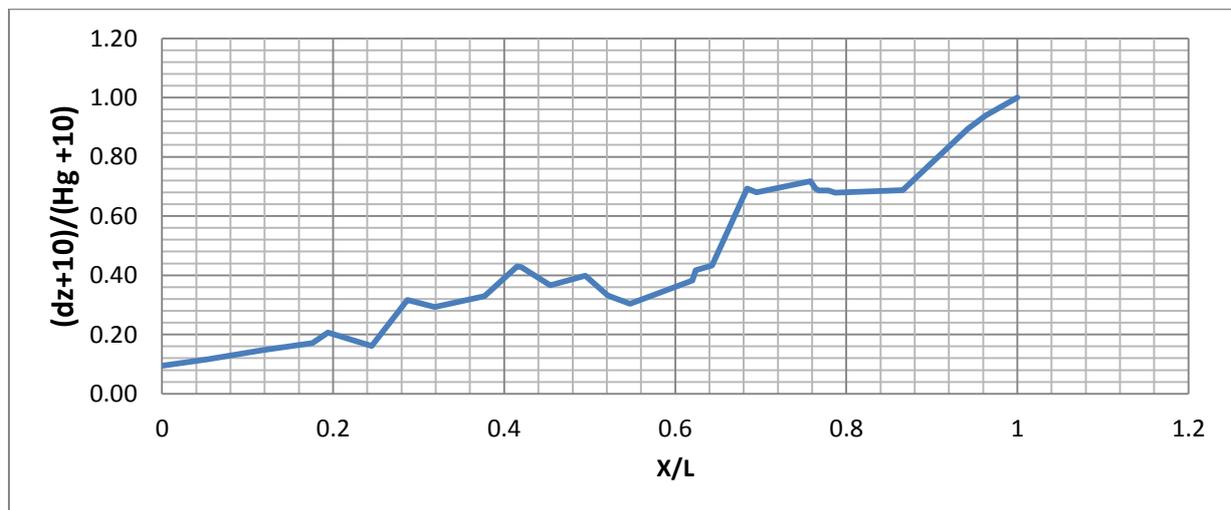


Figure VII.9: Profil en long absolu

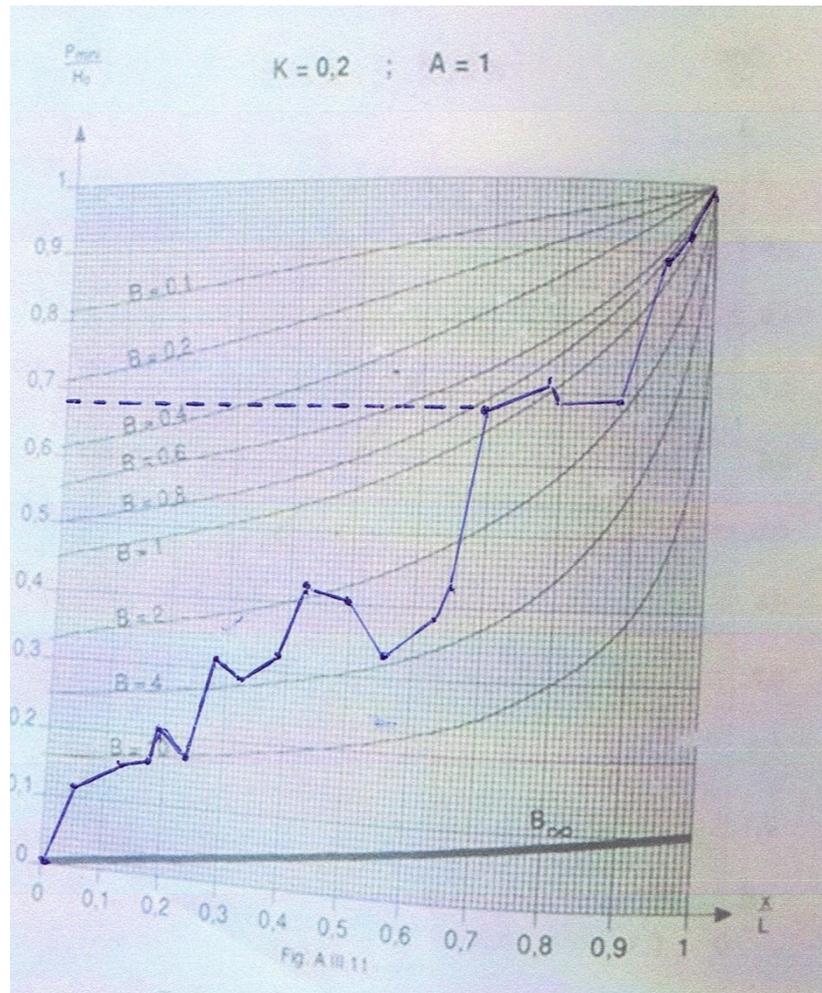


Figure VII.10: Profil en long absolu avec l'abaque du PUECH et MEUNIER

- Calcul du volume du réservoir

Nous considérons la famille de courbe B pour les valeurs $K=0,2$ et $A=1$ auxquelles nous allons superposer le profil en long « absolu » de la conduite.

En prenant $B=0,8$ au-dessus du point le plus défavorable à 8635.607m, le volume U_0 de l'air comprimé en fonctionnement permanent est donné par la relation :

Pour $B=0,8$ la conduite est entièrement protégée contre les dépressions absolues, Cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air comprimé U_0 en régime permanent.

$$U_0 = \frac{1,225^2}{9,81 \times 134,92} \frac{12628 \times 0,5024}{0,8} = 9 \text{ m}^3$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique :

$P_{\min}/H_0 = 0,68$ donc : $P_{\min} = 72,08\text{m}$ d'eau.

$$U_{\max} = 9(134,92/72,08) = 15,17\text{m}^3$$

Par mesure de sécurité, et pour garder 20 % d'eau dans le réservoir, il faut prévoir un réservoir anti-bélier d'un volume égale à :

$$V_{RAB} = 18.204\text{m}^3 = 18204 \text{ l}$$

Normalisé à 19m^3 on utilisant deux réservoirs en série de volume respective 9 m^3 et 10 m^3
Annexe VII-3.

- Surpression

Nous nous servons de l'abaque de Dubin et Gueneau Annexe VII-2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 1 \\ B = 0,8 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 2,5 \\ \frac{P_{max}}{H_0} = 1,175 \end{array} \right.$$

$$\alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 2.5 \rightarrow \alpha = 176,6 \quad \text{et } P_{max} = 124,55\text{m}$$

$$\alpha = \frac{1}{2g} \left[\frac{D^2}{0,6 d^2} - 1 \right]^2 \qquad 176,6 = \frac{1}{19,62} \left[\frac{0,8^2}{0,6 \times d^2} - 1 \right]^2$$

$$d = 0.133\text{m}$$

Donc on prend un diamètre normalisé de :

$$d = 150\text{mm}$$

b. Protection de la conduite gravitaire :

Tronçon I : le nœud de répartition

Dans la conduite gravitaire du tançons I, la vitesse moyenne en régime permanent est :

$$V = 1,218 \text{ m/s}$$

Alors la charge maximale sera :

$$H_s = H_g + b = 17,74 + 116.8 = 134,54$$

Vérification du temps de fermeture de la vanne :

$$t = (2 * 6407 * 1,218) / (9.81 * 134,54) = 11,82\text{s}$$

Pour limiter le coup de bélier dans le tronçon I, il faut que le temps de fermeture de la vanne dépasse les 11.8 s.

Tronçon II :

Dans la conduite gravitaire du tançons II, la vitesse moyenne en régime permanent est :

$$V = 1,211 \text{ m/s}$$

Alors la charge maximale sera :

$$H_s = H_g + b = 43,26 + 116,13 = 159,39$$

Vérification du temps de fermeture de la vanne :

$$t = 15,56\text{s}$$

Pour limiter le coup de bélier dans le tronçon II, il faut que le temps de fermeture de la vanne dépasse les 15.56 s.

Tronçon III :

Dans la conduite gravitaire du tançons II, la vitesse moyenne en régime permanent est :

$$V = 1,113 \text{ m/s}$$

Alors la charge maximale sera :

$$H_s = H_g + b = 64,76 + 106,73 = 171,49$$

Vérification du temps de fermeture de la vanne :

$$t = 16,04\text{s}$$

Pour limiter le coup de bélier dans le tronçon III, il faut que le temps de fermeture de la vanne dépasse les 16.04 s.

VII.3. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu les moyens de protection contre le régime transitoire. Pour le régime transitoire on arrive à prendre de réservoir d'air pour la station de pompage, pour éviter et limiter les risques dus aux coups de bélier sur les conduites de refoulement, il faut prendre deux réservoirs d'air en série continents un volume de 19m^3 , ainsi que le dimensionnement correct de la conduite de refoulement, c'est à dire tenir compte de la valeur majeure du coup de bélier.

Pour la partie gravitaire nous nous sommes contentées que de la détermination de la formule de Michaud d'un robinet appelé à être installé à l'extrémité aval de la conduite et qui sera à fermeture lente.

Chapitre VIII

Pose de canalisation

Chapitre VIII: POSE DE CANALISATION

VIII.1. Introduction

Les conduites d'adduction sont le plus souvent enterrées pour une protection contre les intempéries (ensoleillement, réchauffement de l'eau, blocage par refroidissement du liquide (par la neige). Le bon fonctionnement d'un réseau d'adduction repose à la fois sur une bonne mise en place des conduites et de leurs équipements accessoires.

Il existe plusieurs variantes de pose de conduites et cela en fonction du tracé, Dans ce chapitre nous étudierons tous les cas qui vont se présenter dans notre projet afin d'élucider à l'entreprise les obstacles possibles qui risquent d'être confrontés pour mieux les gérer au cours du temps.

VIII.2. 1. Principe de pose de canalisations

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre, fin de diminuer l'effet des déférentes contraintes qui agissant sur la canalisation.

Le choix de type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés sont :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes;
- Pose des conduites en traversées des routes et des voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

VIII.2.2. Réalisation des fouilles

a) Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0,60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante : $B = D + 2 \cdot e$

Si $DN \leq 400$: $B = D + (2 \times 0,30)$ (m)

Si $DN > 400$: $B = D + (2 \times 0,50)$ (m)

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

b) La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit aménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge. Généralement elle varie de 0.8 à 1.20 m.

La figure ci-après illustre la largeur et la profondeur de la tranchée :

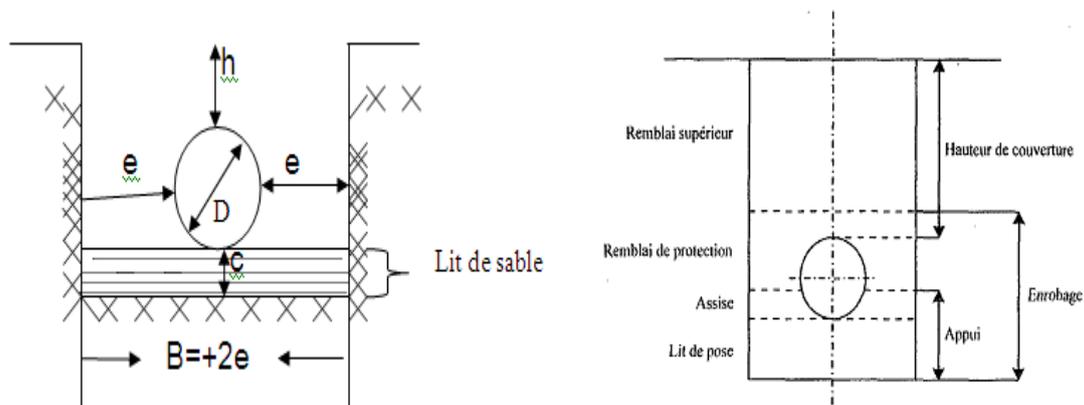


Figure VIII.1 : Schéma d'une tranchée

c) Aménagement du lit de pose

Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 0,10 à 0,20 m d'épaisseur bien pilonné et bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Ce lit est constitué :

- de gravier, dans les terres ordinaires ;
- de la pierre cassée pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- d'un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

- pour des terrains peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.
- Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

d) Remblai des tranchées

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VIII.2.3. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on procède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subi des chocs et des fissures. Par la suite on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ. La diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

VIII.2.4. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (Fig. VIII.2).

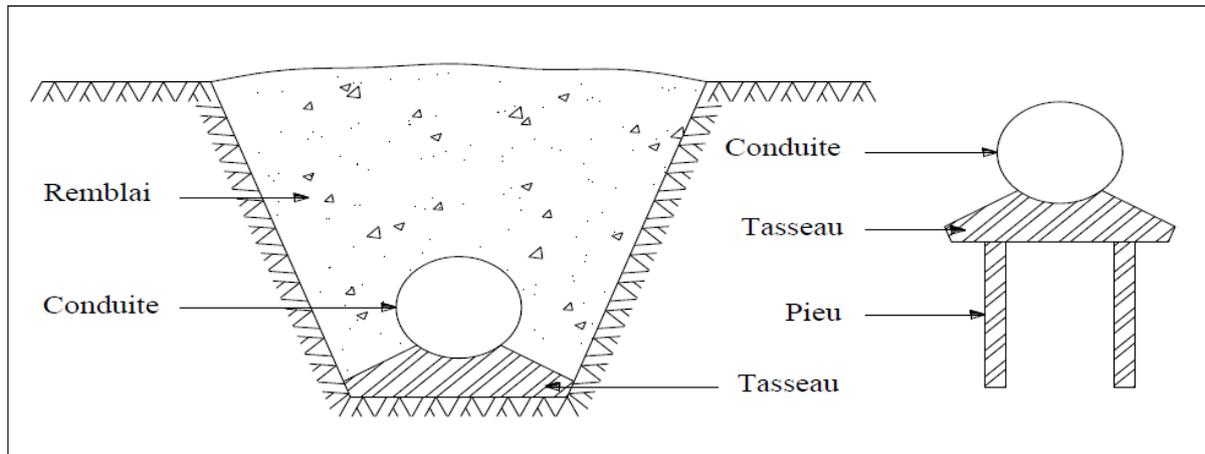


Figure VIII.2 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant

b) Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte ductile, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

Les avantages de la protection par manches en polyéthylène (Fig. VIII.3) sont les suivants :

- Coût réduit
- Moyen de protection supplémentaire avec une manche polyéthylène qui peut être employée de façon ponctuelle en cas d'imprévu (lentilles d'argile corrosive, creux biologiques non contrôlés).

Précautions d'usage pour la pose de la manche en polyéthylène :

- Employer une manche en polyéthylène conforme selon les normes ;
- Eviter d'employer une manche avec des défauts apparents ;
- Positionner le pli sur la partie supérieure du tuyau.

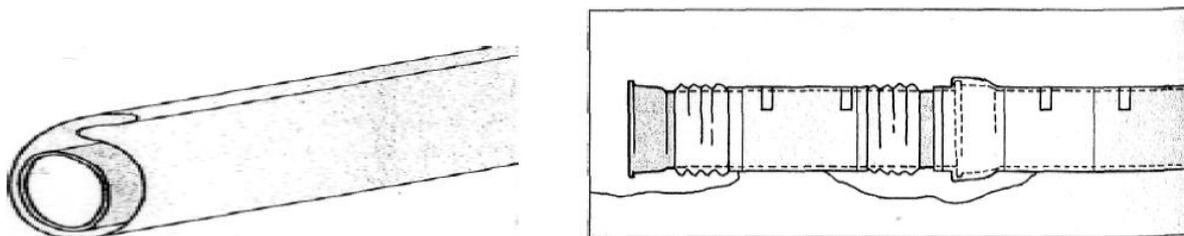


Figure VIII.3 : Positionnement de la manche en polyéthylène sur la conduite.

VIII.2.5. Traversée de route

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie (Fig. VIII.4). Pour protéger les tuyaux des charges importantes qui

peuvent causé des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite on prévoit les solutions suivantes :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les tuyaux sont couverts de béton.

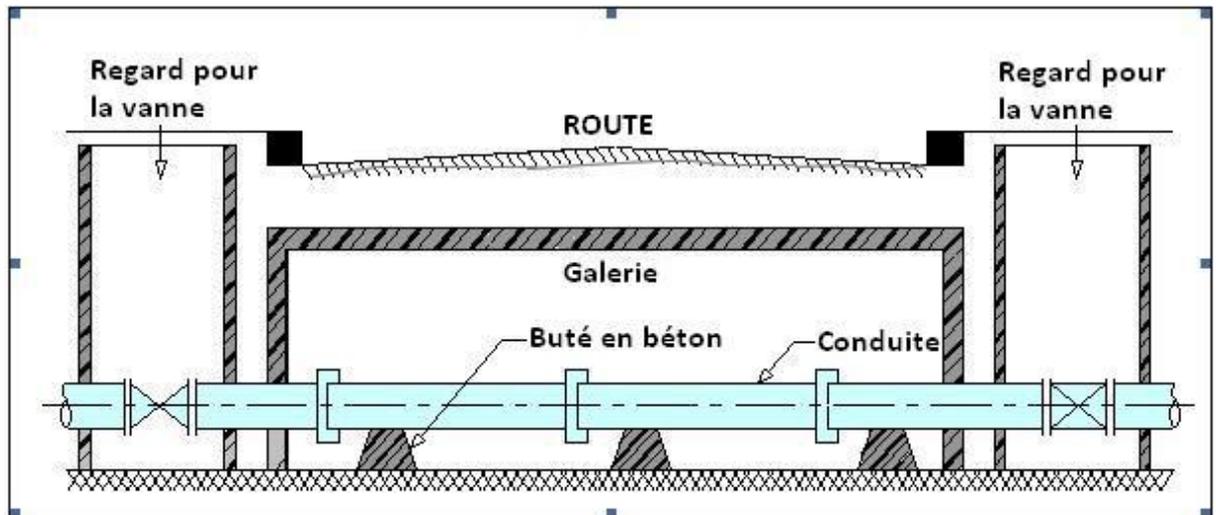


Figure VIII.4 : Pose de canalisation en galerie

Remarque : La conduite d'adduction gravitaire tronçon III devra traverser de la RN01

VIII.3. Butée et amarrage

Les angles doivent être correctement butés à tous les changements de direction observable sur le tracé en plan pour reprendre les poussées hydrauliques résultantes. Un verrouillage sur une certaine distance de part et d'autre du coude remplacera la butée lorsque par suite de conditions particulières il manque la place pour construire une butée parce que le terrain est instable ou que la conduite est posée en aérienne (Fig. VIII.5).

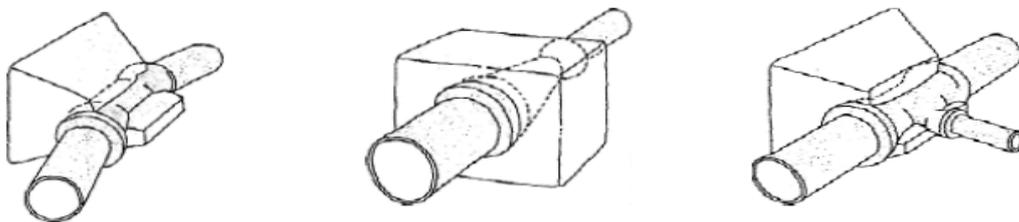


Figure VIII.4 : Différentes type de butée.

VIII.4. Modes de raccordement des tuyaux :

Comme le matériau utilisé est en fonte l'assemblage se fait par emboîtement

VIII.4.1. Assemblage par emboîtement :

Avant l'assemblage, l'extérieur du bout uni et l'intérieur de l'emboîtement des deux éléments à raccorder devront être soigneusement nettoyés. Lorsque les distances d'insertion minimale et maximale ne sont pas précisées sur le tuyau.

La mise en place des joints d'étanchéité sera facilitée par l'application préalable d'une mince couche de lubrifiant sur l'embase du renflement à l'intérieur de l'emboîture.

Il est important de ne pas appliquer de lubrifiant sur la surface d'encrage du joint.

Le joint d'étanchéité en caoutchouc doit être inspecté pour vérifier qu'il n'est ni déformé ni endommagé. Il doit être nettoyé, fléchi puis placé au fond de l'emboîture, contre le renflement. Il faut vérifier que la rainure sur le joint est bien située sur le bourrelet de maintien dans l'emboîture, et que le talon du joint est solidement niché dans son embase. De même, il faut également s'assurer que le joint circulaire épouse de manière uniforme la totalité de la circonférence et qu'il est lisse de tout renflement qui pourrait empêcher l'entrée du bout uni.

Sur les tuyaux de grands diamètres, cette opération peut être réalisée en formant deux ou trois boucles dans le joint, puis en plaquant ces boucles l'une après l'autre contre l'emboîture du tuyau.

Une mince couche de lubrifiant est appliquée sur la face intérieure du joint circulaire, aux endroits où il viendra en contact avec le bout uni, lequel peut recevoir le même traitement sur une distance de 75 mm depuis son extrémité. Le bout uni à emboîter doit être aligné et poussé avec précaution dans l'emboîture, jusqu'à ce qu'il rentre en contact avec le joint d'étanchéité. L'assemblage final est réalisé à partir de cette position.

L'emboîtement est ensuite effectué en forçant le bout mâle à traverser le joint circulaire du tuyau récepteur, comprimant ainsi le joint, jusqu'à ce que la surface d'emboîture soit positionnée entre les distances d'insertion minimale et maximale (Fig. VIII.5).

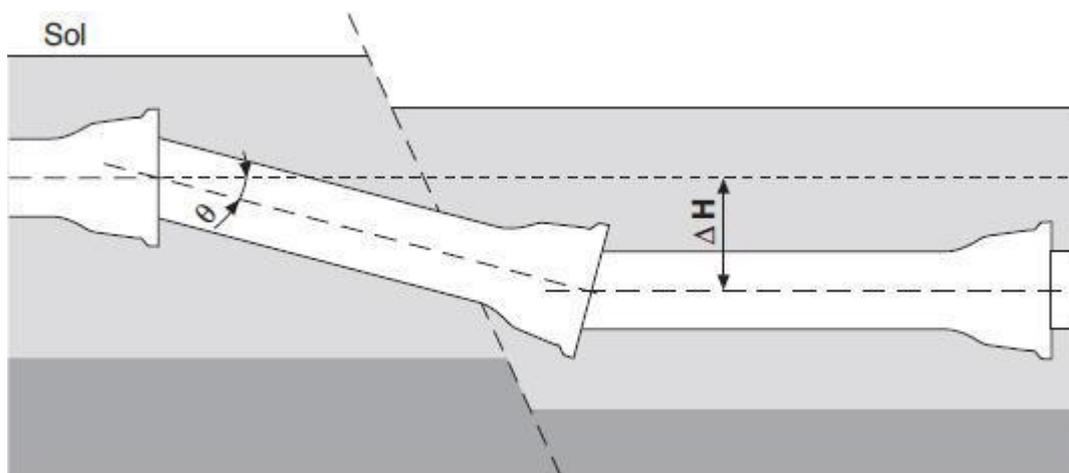


Figure VIII.5 : assemblage par emboîtement

VIII.4.2. Les organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

1. La déviation d'une partie d'écoulement ;
2. L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
3. Le changement de diamètre de la conduite ;
4. Le montage et le démontage des accessoires ;
5. Le changement de direction de la conduite.

a) Les coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées. On distingue des coudes à angle droit et angle obtus.

Dans notre cas on utilise les coudes dans les changements de direction de la conduite (Fig. VIII.6) :

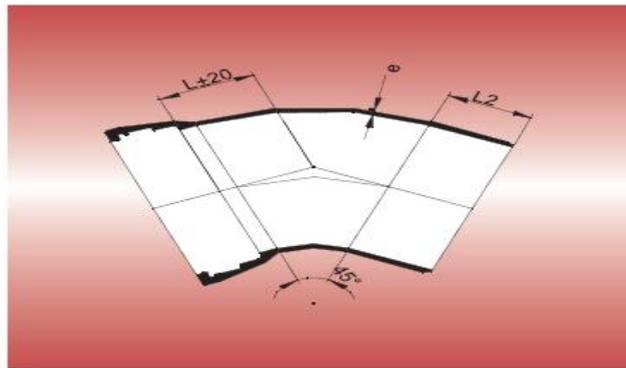


Figure VIII.6 : Les coudes qui sont utilisés dans les changements de direction

b) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes (Fig. VIII.7). On distingue :

1. Les cônes à deux emboîtements ;
2. Les cônes à deux brides ;
3. Les cônes à emboîtement et bride.

Dans le présent cas on utilise les cônes dans la partie gravitaire de l'adduction au (Tronçon I, II, III).

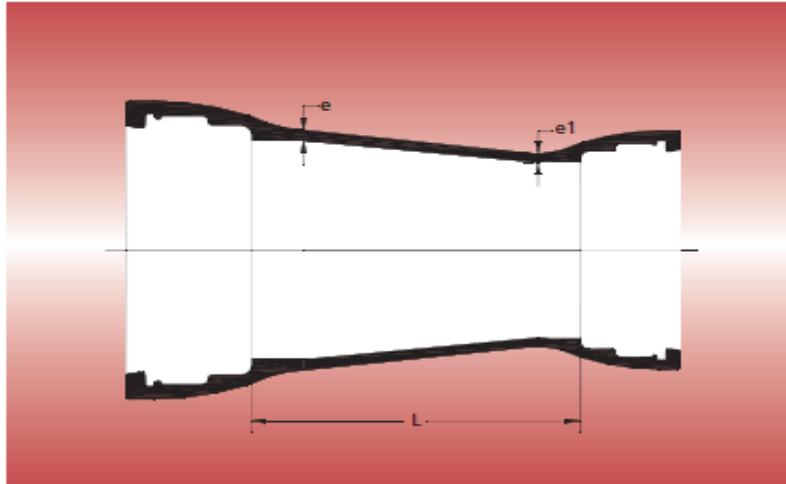


Figure VIII.7 : Les cônes utilisés dans les Tronçons I, II et III avec joint automatique

c) Tés

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

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

Dans notre cas on utilise les tés dans les regards type vidange.

VIII.5. Les Accessoires

Le long d'une canalisation, divers organes accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Protéger les canalisations ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.

VIII.5.1. Les Robinetteries

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes à papillon

a) Robinets vannes à opercule

Les robinets-vannes sont les plus utilisés car ils présentent l'avantage d'une ouverture et d'une fermeture lente (limitation des coups de bélier):

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 à papillon (Fig. VIII.8).

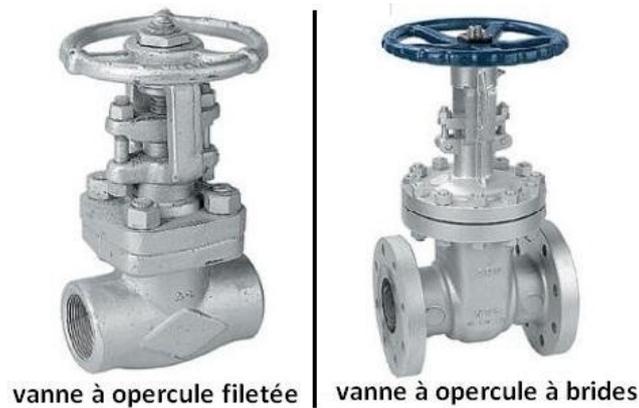


Figure VIII.8 : Robinets vannes a opercule

De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés du coin quand on veut le manœuvrer à partir de la position fermée. Le corps du robinet vanne est en fonte, le vis et son écrou.

Dans notre cas on utilise les vannes à opercule pour limitation le coup de bélier au partie gravitaire à nœud de répartition et l'entrée dans les deux réservoirs d'arrivée.

b) Vannes à papillon

Les vannes à papillon 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 (Fig. VIII.9). À partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm) les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés. L'installation s'effectue à la sortie de réservoir Tampon

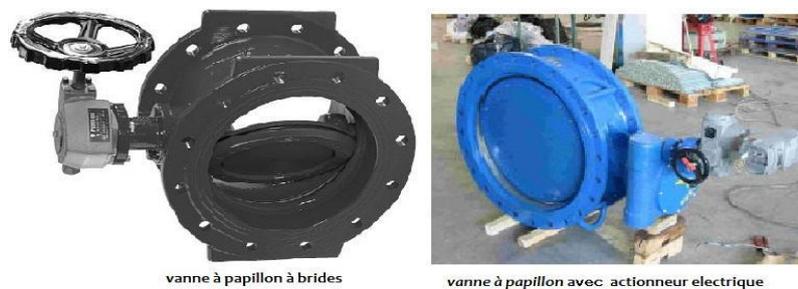


Figure VIII.9 : Robinets vanne à papillon.

c) Vanne 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 un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

d) Les clapets de retenue

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour (Fig. VIII.10).

Leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution. Ce clapet sera posé à la sortie de station de pompage.



Figure VIII.10 : Clapet à disk et Clapet à bille

e) Les ventouses

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter :

- Diminution de la section ;
- Arrêt complet des débits ;
- Diminution de la pression ;
- Coups de bélier.

Afin éviter l'accumulation d'air dans les points hauts, on pose les ventouses (Fig. VIII.11) dans les points hauts et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

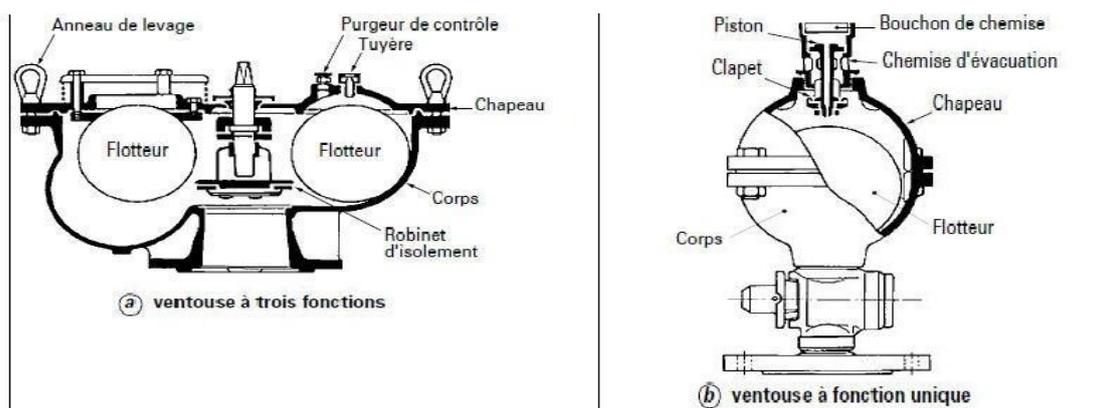


Figure VIII.11 : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

f) Crépines :

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

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter la rentrée 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 disposées dans la partie d'aspiration de station de pompage et dans la conduite de départ au réservoir Tampon.

VIII.5.3. Organes de mesures

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations (Fig. VIII.12) sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

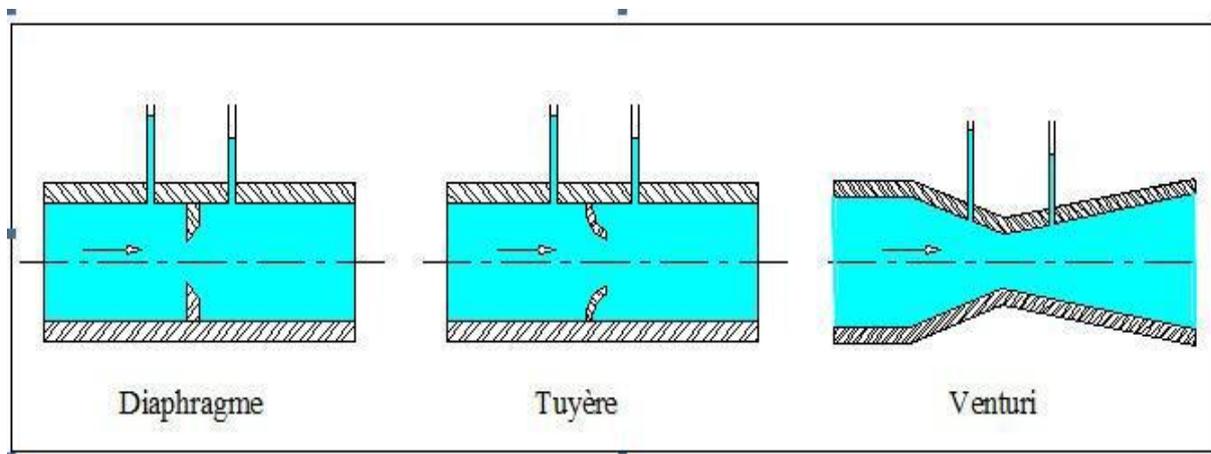


Figure VIII.12 : Débitmètres déprimogènes

On crée une contraction de la section d'écoulement, qui entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane.

L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (Fig. VIII.13).

- Manomètres à soufflet

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.

Dans notre cas, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de la pompe



Figure VIII.13 : Photo d'un manomètre

VIII.6. Conclusion

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utiliser seront:

1. Le réservoir anti-bélier à la sortie de station de pompage ;
2. Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
3. Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
4. Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
5. Les vannes à papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.
6. Les clapets anti-retour pour assurer un écoulement dans un seul sens.

Conclusion générale

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 la région concernée.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2030, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 743271 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour la localité concernée par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 120912,85 m³/j.

L'examen du bilan entre les besoins et les ressources en Eau potable montre que la ville de Djelfa ne couvre pas son besoins par lui-même et nécessitant un apport extérieur obligatoire.

Selon la DRE, la ville de Djelfa bénéficiera d'un point de desserte important, un débit supplémentaire de 69120 m³/j pour 2020 qui rentrera en vigueur en 2015. Bien que l'apport du transfert « Sud/Nord » soit conséquent et primordial.

Afin de couvrir les besoins en eau actuels et futurs et sachant que l'apport extérieur résultant du futur transfert « Sud/Nord » qui rentrera en vigueur à l'horizon 2015 selon la DRE, pour transférer le débit prévu de 51840m³/j, il est nécessaire de renforcer la capacité de production, à court, moyen et à long terme par l'exploitation des forages projetés, le débit supplémentaire des 13 forages projetés du champ captant d'oued SEDAR est estimé à 39312m³/j, ajouter à cela les 15552m³/j apportés pas d'autres forages projetés du champ captant DZEIRA.

L'adduction a une longueur totale de 41.193 Km, en parallèle au l'adduction existants en raison économique et l'emplacement du réservoir tampon est choisi de tel sort à assurer une la continuité d'eau et l'alimentation gravitaire de la partie aval de notre adduction. Et *pour transporter l'eau d'un niveau bas à un niveau haut (réservoir Tampon) ont projeté une station de pompage assure le refoulement d'eau à la condition parfait.*

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons choisi les réservoirs d'air comme moyenne de protection.

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.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Ouvrages généraux :

- [1] BONVIN Jacques « Hydraulique urbaine I », 2005.
- [2] Technique de l'ingénieur (Adduction et distribution d'eau), p, C5 195-12, C5 195-26.
- [3] B.SALAH « Cours d'Alimentation en Eau Potable », cinquième année, p, 27, 29, 72, 85.
- [4] MICHEL A.MOREL « Exercices de mécanique des fluides » Tome 2, Eyrolles, p336, p363.

Mémoires de fin d'étude

MECHEKEF Abdelghani (RENFORCEMENT DE L'ADDUCTION D'A.E.P DE LA VILLE DE TAHER A PARTIR DU BARRAGE D'ELAGREM (WILAYA DE JIJEL). Mémoire de fin d'étude. ENSH. Promotion 2011

Logiciel

- CAPRARI (Pompes multicellulaires à haute pression) version caprari pump tutor 2.0

Sites internet :

- SITE D'ELECTROSTEEL : DES SYSTEMES COMPLETS EN FONTE DUCTILE POUR L'ADDUCTION D'EAU, L'IRRIGATION ET L'ASSAINISSEMENT DN80-1000

LES ANNEXES

Annexe II-1: Valeur du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	<1000	<4000	<10000	<20000	<30000	<100000	<300000	<1000000
B_{\max}	2.00	1.50	1.30	1.20	1.15	1.10	1.03	1.00

Annexe II-2: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant.

Nombre d'habitants	1000	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	800000
B_{\min}	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	0,98

Annexe II-3 : Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.3	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	3.3	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	4.5	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.1	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	4.6	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	4.7	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.4	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	3.8	03
22-23	02	02	4.6	3.8	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Source (Polycopie de M. SALAH .B)

Annexe V-1: prix du mètre linéaire des conduites en fonte ductile d'après entreprise égyptienne **KOUG.C.**

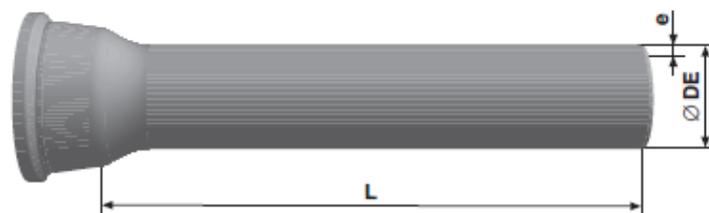
Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
60	2464.36
80	3422.31
100	6682.31
125	7836.22
150	8534.23
200	10323.10
250	11542.36
300	12336.05
350	13521.23
400	14910.06
450	15982.11
500	17885.15
600	22831.78
700	27777.32
800	31722.86
900	35668.40
1000	39613.94
1100	43554.00
1200	47499
1400	55389
1500	59334

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

Annexe V-2: Caractéristiques des conduites en fonte ductile zingué complété

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

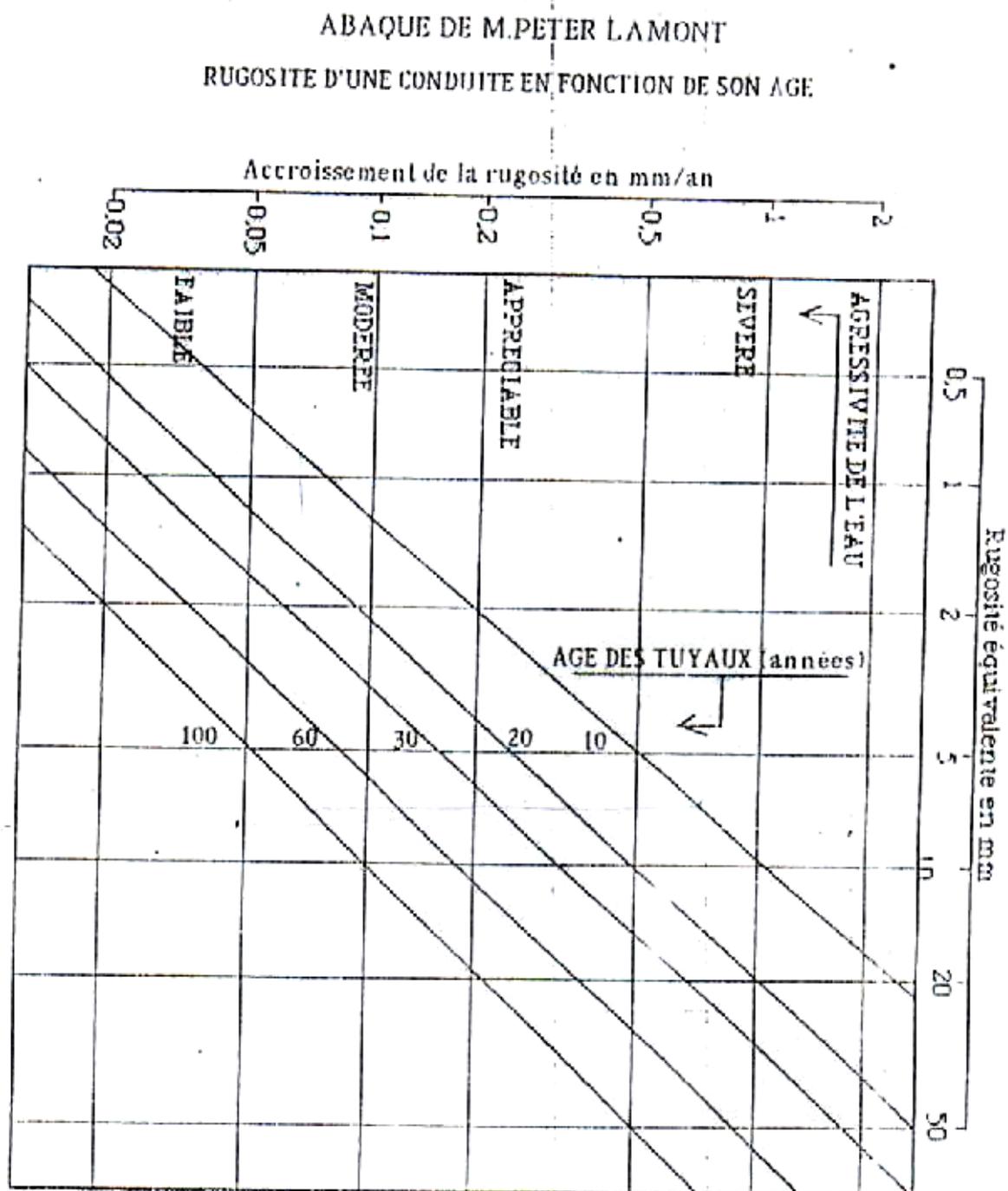
* La longueur utile des tuyaux dépend de la profondeur de l'emboîtement. Consultez-nous pour les dimensions exactes.
Tolérances: voir norme NBN EN 545

Jointes 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-3: Abaque de M.PETER LAMONT (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge)



Annexe V-4: Coefficients K' , m et β pour différents types de conduite

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

Annexe VI -1 : bulletin d'analyses de forage OS10 du champ captage d'oued SEDAR (nappe albien) -ADE DJELFA-

Paramètres organoleptiques	Résultats	Unités	Normes	Paramètres chimiques	Résultats	Unités	Normes
Couleur	/	Unité p/c	25	PH	7.73	/	6.5 à 8.5
Odeur	/	S/P à 25°C	04	Conductivité	631	µS/CM	2800
Gout	/	S/P à 25°C	04	TDS	307	mg/L	
Paramètres Bactériologiques	Résultats	Unités	Normes	Salinité	0.3	‰	1
				Température	22	°C	/
Anaérobies sulfito-réducteurs	00	/20 ml	00	Nitrite	00	mg/L	0.1
Coliformes totaux	00	/100 ml	10	Paramètre De pollution	Résultats	Unités	Normes
E-COLI	00	/100 ml	00	Ammonium	00	mg/L	0.5
Streptocoques fécaux	00	/100 ml	00	nitrate	/	mg/L	50
TEST DE CHLORE	00	mg/l	0.2/0.6	Phosphates	00	mg/L	0.5
Minéralisation globale	résultats	unités	Normes	Minéralisation globale	résultats	unités	Normes
calcium	108.8	mg/l	200	Titre alcalin	/	°F	/
Magnésium	/	mg/l	150	Titre alcalin complet	/	°F	/
potassium	8.6	mg/l	20	Dureté totale	/	°F	50
chlorures	27	mg/l	500	Eléments indésirables	résultats	unités	normes
sulfate	164	mg/l	400	fer	0.07	mg/L	0.3
bicarbonates	256	mg/l	/	manganèse	0.15	mg/L	0.5
carbonates	16	mg/l	/	fluor	/	mg/Là20°	2

Observation :

Eau de qualité bactériologique et physico-chimique conforme aux normes selon les paramètres analysés.

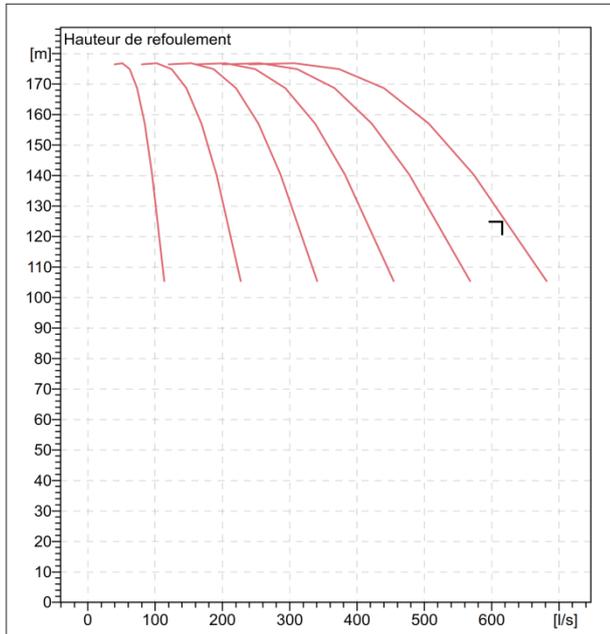
Annexe VI -2 : Caractéristique général de la pompe

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

P M 150 / 6 B	
Caractéristiques requises	
Débit	616 l/s
Hauteur de refoulement	125 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	6
Caractéristiques de la pompe	
Débit	103 l/s
Hauteur de refoulement	126 m
Puissance absorbée	176 kW
Rendement	72.4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	213 m
Orif. de refoulement	150 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	200 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55



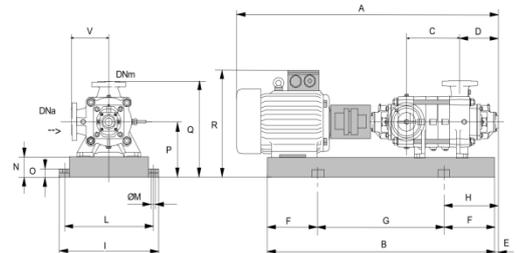
Annexe VI -3 : Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe de la station de pompage

Caractéristiques générales	
Poids	2340 kg

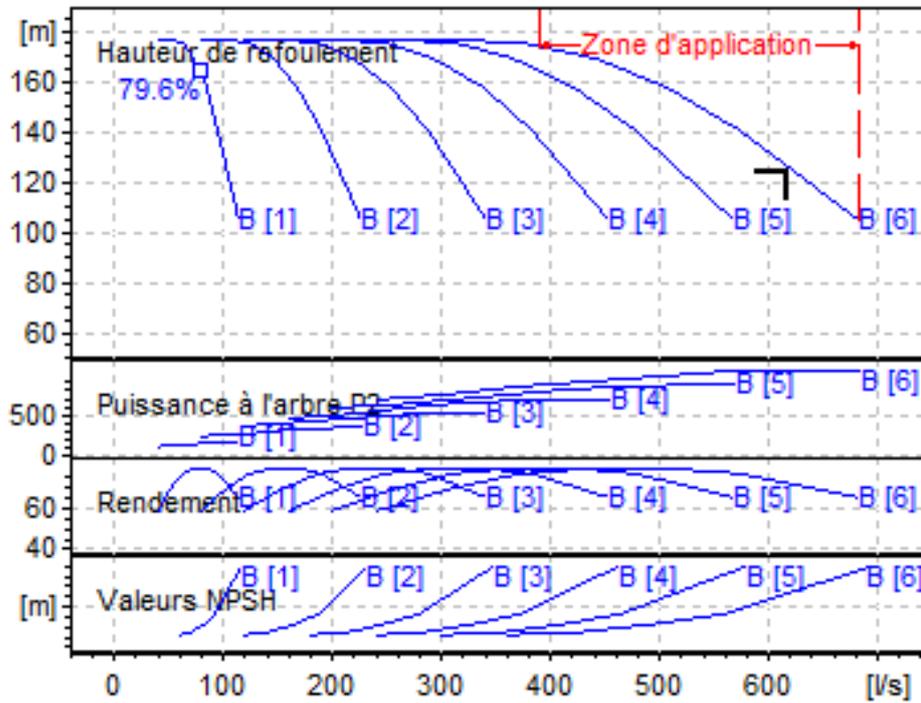
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

Dimensions mm

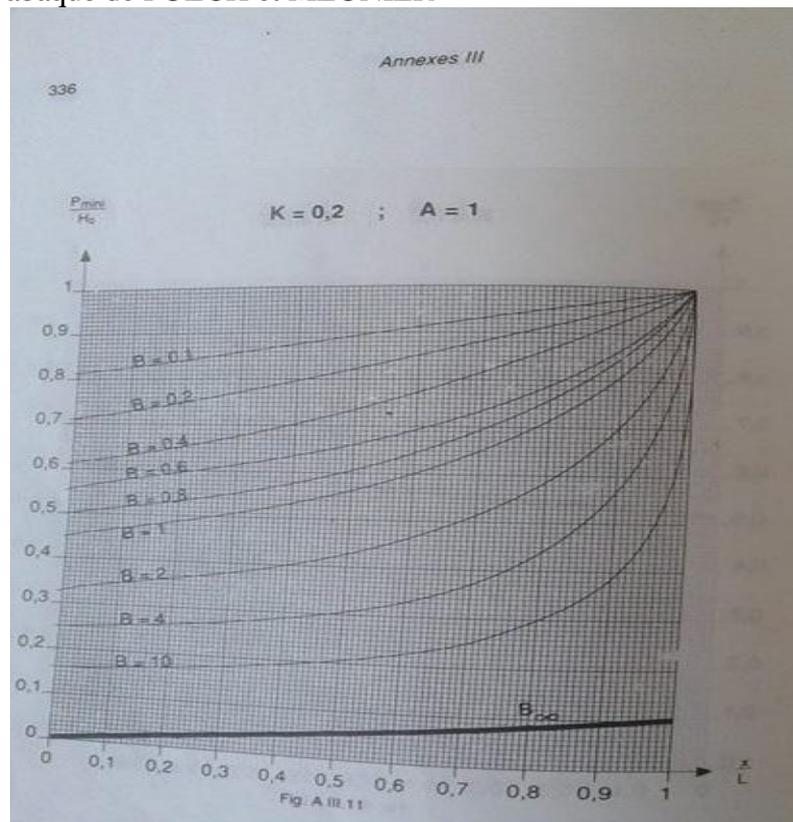
- A = 3067
- B = 2467
- C = 860
- D = 351
- DNa = 200
- DNm = 150
- E = 241
- F = 400
- G = 1667
- H = 641
- I = 870
- L = 820
- M = 20
- N = 160
- O = 42
- P = 475
- Q = 845
- R = 941
- V = 370



Annexe VI -4 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type CAPRARI PM150/6B.

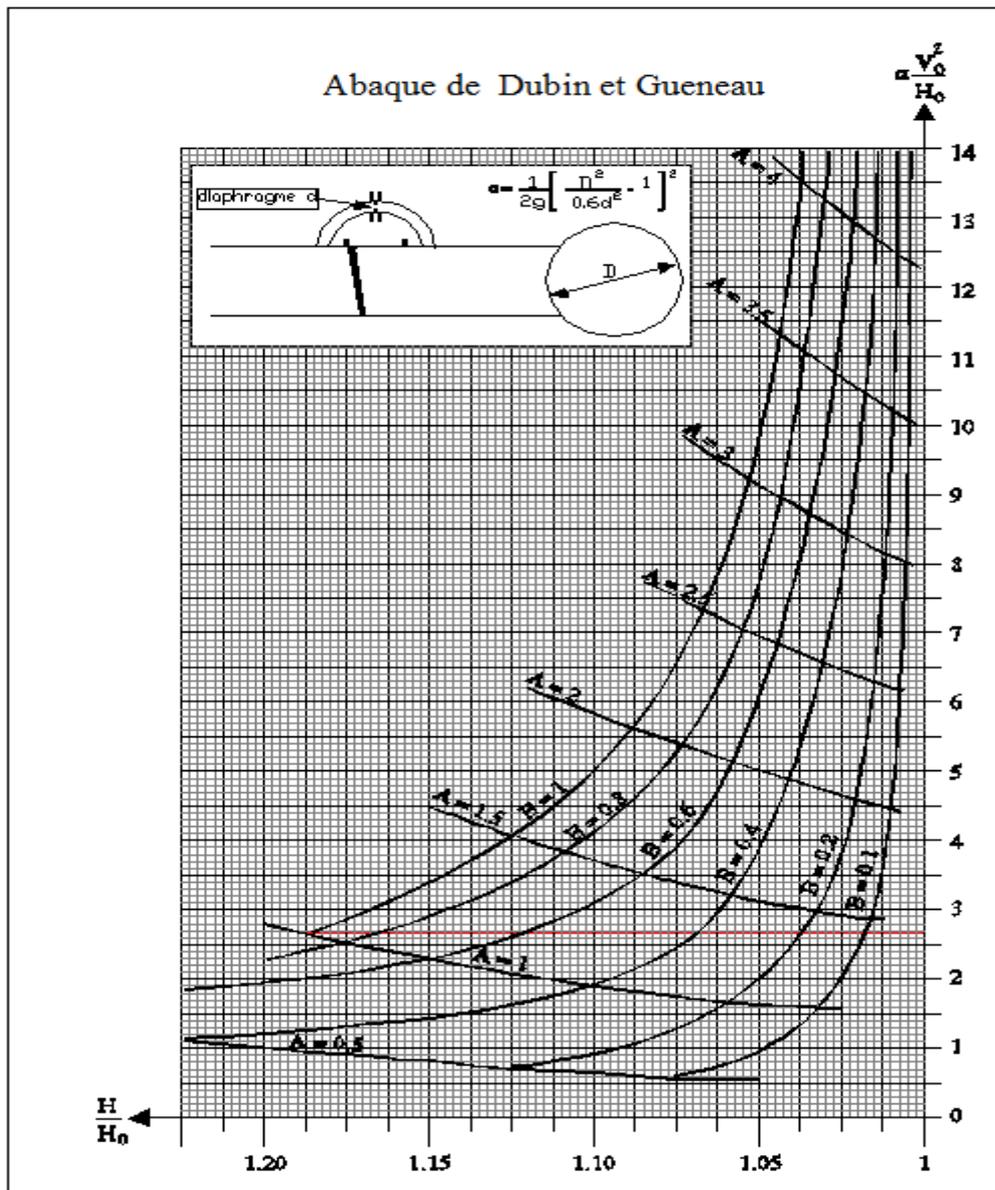


Annexe VII-1: abaque de PUECH et MEUNIER



Annexe VII-2: abaque de Dubin et Guénea

Et pour $A = 1$, $B = 1$; on a :



Annexe VII-3 : Encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

