

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction des communes Souk el Khmis et El Mokrani a partir du barrage Koudiat Acerdoune (w. Bouira).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0043-13

APA Citation (توثيق APA):

Nessah, Hilal (2013). Etude d'adduction des communes Souk el Khmis et El Mokrani a partir du barrage Koudiat Acerdoune (w. Bouira)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable.

THEME:

**ETUDE D'ADDUCTION DES COMMUNES SOUK EL
KHMIS ET EL MOKRANI A PARTIR DU BARRAGE
KOUDIAT ACERDOUNE (W.BOUIRA)**

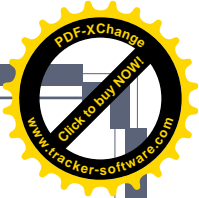
Présenté par :

M^rNESSAH Hilal

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

	Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r	B.SALAH	professeur	Président
M ^r	M.S.BENHAFID	M.A.A	Examineur
M ^{me}	W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M ^r	A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
M ^r	M.BOUZIANE	M.A.B	Examineur
M ^{me}	N.ZENDAGUI	Ing en chef	Promotrice

Septembre - 2013



Remerciements

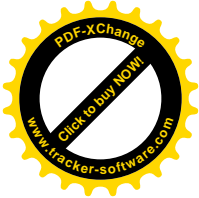
Je tiens à remercier avant tout Dieu le tout puissant de m'avoir donné santé, patience et courage pour mener à terme ce travail

J'exprime mes chaleureux remerciements à ma promotrice Mme N.ZENDAGUI qu'elle a été d'une grande aide et d'une grande disponibilité et a qui nous devons les clés d'accès pour l'élaboration de ce projet et sans elle rien n'aurait été fait.

Je tiens également à remercier les enseignants de l'école nationale supérieure d'hydraulique.

*Nous tiens à remercier aussi les **membres du jury** pour avoir accepté d'examiner et de juger mon travail.*

Je remercie tous ceux qui m'ont apporté leur aide de près ou de loin.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

✚ *Ma très chère mère pour ses encouragements , sacrifices et ses prières durant toutes mes années d'étude dont les mots ne suffisent pas pour exprimer toute ma gratitude, ma patience et mon profond amour envers elle, que DIEU l' offre longue vie et parfaite santé.*

Je dédie aussi ce mémoire à :

✚ *L'âme de mon très cher père que DIEU l'accueil dans son vaste paradis.*

✚ *Mes très chers frères et sœurs*

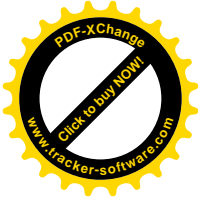
✚ *Toute ma famille.*

✚ *Mes chers amis.*

✚ *Mes collègues de l'ENSH*

Hilal





ملخص

تحويل المياه الصالحة للشرب يتطلب أنابيب تنقل المياه من مناطق الجذب إلى مناطق الاستعمال لهذه الأسباب, قمنا بجمع كل المعلومات الخاصة بمنطقة الدراسة مع الأخذ بعين الاعتبار الطرق لحساب الاحتياجات للمياه. تم تصميم منشآت التخزين حتى نلبي حاجات المستقبل من المياه. نصادف قنوات تحت الضغط في أنابيب النقل ذو السيلان بالجاذبية وبالضغط و في حالة التوزيع ابتداء من الخزان. بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد دراستها وتقدير حاجياتها من الماء, نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه, من الناحية التقنية والاقتصادية, فهذان الجانبين مرتبطان بينهما. في أنابيب الدفع, المياه ترفع بواسطة محطات الضخ, لذا ندرس محطات الضخ و نقوم باختيار المضخة المناسبة. بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية. وأخيرا نتطرق إلى طريقة انجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé

L'objectif de la présente étude d'adduction est l'approvisionnement en eau potable des communes souk el khmis et el mokrani à partir d'un piquage effectué sur la conduite du transfert des eaux du barrage de Koudiat Acerdoune vers la wilaya M'sila..

L'élaboration de la variante de l'adduction s'inscrit en premier lieu à l'analyse de la situation actuelle de la population et les infrastructures existantes et en réalisation d'alimentation en eau potable. Ensuite calcul de la demande en eau à l'horizon 2040, nous choisirons alors la meilleure variante adéquate du point de vue technico-économique.

Après avoir choisi la variante, il est primordial d'assurer la protection des conduites d'adduction contre les phénomènes transitoire « Coup de bélier » au moyen des ballons d'air, et par revêtement extérieur contre la corrosion.

Abstract

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

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

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

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



Sommaire

Introduction général	
Chapitre I ; présentation de la zone d'étude	
Introduction.....	1
I.1) Situation géographique :.....	1
I.2) situation topographique	1
I-3 : situation géologique:.....	3
I-4 : Réseau hydrologique:.....	3
I-5 : Présentation hydraulique	3
I-6 : Situation climatique	3
I-6-1 : Le climat	3
I-6-2 : La température :	3
: I-7 : La situation socio-économique :.....	5
I-7-1 : Le commerce :.....	5
I-7-2 : Activité agricole :.....	5
I-7-2-1 : Répartition générale des terres :.....	5
I-7-2-2: La production animale	6
Conclusion	6
<u>Chapitre II ; estimation des besoins en eau</u>	
Introduction.....	7
II-1: Evolution de la population	7
II-2: Evolution des besoins en eau	8
II-2-1 : La dotation.....	8
II-2-2: Les différents types des besoins :	8
II-2-2-1: Les besoins domestiques :	8
II-2-2-2 : Les besoins scolaires :	9
II-2-2-3: Les besoins sanitaires :	10
II-2-2-4: Les besoins socioculturels	11
II-2-2-5: Les besoins industriels.....	11
II-2-2-6 : Les besoins du secteur commercial.....	12
II-2-2-7 : Les besoins municipaux	12
Suite de tableau II-8 :	13
II-2-2-8 : Les besoins en eau de bétail.....	13
II-3 : calcul du débit majoré.....	14



II-4 : Variation de la consommation.....	15
a. Consommation maximale journalière :	15
b. consommation minimale journalière :.....	15
II-4-2 : Variation de la consommation horaire :	15
II-4-2-a : Consommation maximale horaire :.....	16
II-4-2-b : Variation de la consommation minimale.....	16
II-4-3 :calcul du débit moyen horaire :	17
II-5 : Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d’habitant	17
Conclusion.....	20

Chapitre III : étude d’adduction

<u>Introduction</u>	21
III.1: Choix de la variante:	21
III.1.1: Critères de choix :	21
III.1.1.1 : Le tracé :.....	21
III.1.1.2: Le matériau de canalisation:.....	21
III.1.1.3: Types d’adduction:	21
III.2 : Etude des variantes :	24
III.3.1: Dimensionnement des conduites de refoulement.....	27
□ Choix de la gamme des diamètres économiques.....	27
La formule de BRESS	27
La formule de BONNIN	27
III.3.1.1 : Calcul des pertes de charge	27
III.3.1.1.1: Pertes de charge linéaire :	27
□ Etude de la rugosité	28
III.3.1.1.2: pertes de charge singulières:.....	29
III.1.1.1.3 : pertes de charge totale:	29
III.3.1.2 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	29
III.3.1.3 : Calcul de la puissance absorbée par la pompe	29
III.3.1.4 : Calcul de l’énergie consommée.....	30
III.3.1.5 : Frais d’exploitation	30



III.3.1.6 : Frais d'amortissement	30
III.3.2 : Dimensionnement des conduites de gravitaires :	31
III.3.2.3 : La vitesse d'écoulement	32
III-4 : Détermination du diamètre économique :	33
Conclusion	40

Chapitre IV : Etude des réservoirs

Introduction	41
IV-2 : Fonctions des réservoirs :	41
IV-3: Classification des reservoirs:	41
A) Classification selon les matériaux de constructions:	41
B) Classification selon la situation des lieux:	42
C) Classification selon l'usage :	42
D) Classification selon la forme géométrique	42
IV-4: Construction des réservoirs:	42
IV-4-1 : Détermination de la forme et proportion des réservoirs:	42
IV-4-2: Implantation des réservoirs	43
IV-5-1 : Conduite d'arrivée ou d'adduction	44
a- Arrivée par le haut (chute libre)	44
b- Arrivée en bas (siphon noyé)	44
IV-5-2 : Conduite de départ ou de distribution	44
IV-5-3 : Conduite de trop plein	45
IV-5-4 : Conduite de vidange	45
IV-5-5: Conduite By-pass	45
IV-5-6: Matérialisation de la réserve d'incendie	46
IV-6 : Calcul de la capacité des réservoirs	47
VI-6-1 : La méthode analytique	48
IV-6-2 : La méthode graphique	48
IV-6-3 : dimensionnement des Bâches de reprise des différentes stations de pompage ...	49
IV-6-4 : Dimensionnement des réservoirs tampons :	50
IV-6-5 : Dimensionnement des réservoirs terminaux :	51
IV-7: Dimensionnement des reservoirs	52
a- Section des réservoirs projetés :	53
b- Diamètre du réservoir :	53



IV-8 : Mesure de la sécurité dans la construction :	53
Conclusion	54

Chapitre V : Etude de pompage

Introduction.....	55
V-2 : Choix du type des pompes	55
V-3 : Courbes caractéristiques des pompes	55
V-4 : Courbe caractéristique d'une conduite :	56
V-5 : Choix des pompes en parallèle ou en série	56
V-5-1: Refoulement SP1-Réservoir tampon DRAA EL HDJAR	57
V-5-2 : Refoulement SP2-Réservoir tampon d'OULED SERRINE.....	58
V-6 : Points de fonctionnement des pompes.....	58
V-7 : Fonctionnement optimal des pompes	61
1-Réglage qualitative :	61
2- Réglage quantitatif :	62
3- Rognage :	63
4- Diminution des heures de pompage :	63
5 – Changement complètement de la pompe.	64
V-7-1 : Refoulement Sp1- Réservoir Tampon DRAA EL HDJAR	64
V-8 : Phénomène de cavitation	69
Calage de la pompe	70
V-9 : Choix des moteurs d'entraînement :	72
V-9-1 : Les critères de choix du moteur électrique sont :.....	72
V-9-2 : Vitesse de rotation du moteur :	72
V.9-3 : Puissance fournie par le moteur	72
V-12 : Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage N 1 :	73
V-12-1 : Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage N 2 :	73
Conclusion :	77

Chapitre VI : protection anti bélier

Introduction.....	78
VI – 1 : Définition des coups de bélier :	78
VI-2: Causes du coup de bélier	78
Les principaux causes sont :	78
VI-3 : Conséquences du coup de bélier	78
VI-4 : Analyse physique du phénomène.....	79
2. Cas de fermeture brusque d'une vanne :	80



VI -5 : Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :.....	81
VI-6 : Moyens de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	82
VI-7 : Principe de fonctionnement.....	83
VI-8 : Calcul des réservoirs d'air	85
VI-8-1 : Méthode de SALAH B :	85
VI-8-2 :Calcul de la célérité d'onde C :	87
VI-8-3 :Calcul de la capacité du réservoir d'air	87
VI-8-4 : Méthode de Bergeron :	87
VI-11 : Explication du tableau	93
VI-9 : Précautions à prendre pour l'anti-bélier	95
VI-10 : Installation du réservoir d'air :	95
Conclusion	96

Chapitre VII : pose de canalisation

Introduction.....	97
VII-1 : Différents types de pose des conduites.....	97
VII-2 : Différents types de conduite :.....	97
VII-2-1 : pose en terre.....	97
a- Des gaines :	98
b- Par enrobage dans le béton :	98
VII-2-2 : Pose en galerie	99
VII-2-3 : Pose en mauvais terrains	99
a) Cas d'un terrain peu consistant	99
b) Cas d'un terrain agressif.....	100
VII-2-4 : Traversée des cours d'eau.....	101
VII-2-5 : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.....	101
VII-2-6 : Butée et amarrage.....	102
VII-3-1 : Réalisation des fouilles.....	104
a-Largeur de la tranchée	104
b-Profondeur de la tranchée	104
c-lit de pose.....	105
VII-3-2 :Préparation de la canalisation	106
VII-3-3 : Epreuve des joints du réseau.....	106
VII-3-4 : Essai général du réseau.....	106
VII-3-5 : Remblaiement de la tranchée	106
VII-3-6 : Désinfection du réseau	107



- VII-4 : Protection des conduites contre la corrosion 108
 - VII-4-1 : Définition..... 108
 - VII-4-2 : Les différentes formes de corrosion 108
 - a-Corrosion chimique 108
 - b-Corrosion électrochimique 108
 - VII-4-4 : Moyens de lutte contre la corrosion 109
 - VII-4-4-1 Protection externe..... 109
- Conclusion 110



Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Les sources aménagées, les puits et les forages	3
Tableau I-2 : les températures moyennes annuelles en °C	4
Tableau I-3 : Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm) de 1995 à 2011)	4
Tableau I-4 : Répartition générale des terres :	5
Tableau I-5 : production animale :	6

Chapitre II : Estimation des besoins :

Tableau II-1: Estimation de la population aux différents horizons 2027-2040	8
Tableau II-2: Besoins domestiques à l'horizon de calcul (2040)	9
Tableau II-3 : Besoins scolaires	10
Tableau II-4 : Besoins sanitaires	11
Tableau II-5 : besoins socioculturels.....	11
Tableau II-6: Besoins industriels.....	12
Tableau II-7 : Besoins du secteur commercial	12
Tableau II-8 : Besoins municipaux	13
Tableau II-9 : Besoins en eau de bétail	13
Tableau II-10 : Récapitulation de la consommation moyenne	14
Tableau II-11 : Récapitulatif des besoins	15
Tableau II-12 : les valeurs de Q_{maxj} et Q_{minj}	16
Tableau II-13 : Valeur de coefficient β_{max}	16
Tableau II-14 : Valeur de coefficient β_{min} en fonction du	17
Tableau II-15 : les valeurs de $Q_{max,h}$ et $Q_{min,h}$	17
Tableau II-16 : la variation des débits en fonction du nombre des habitants	17
Tableau II-17 : répartition du débit horaire	18

Chapitre III : étude d'adduction

Tableau III-1 : coefficient K', m, β pour différent types de matériau	32
Tableau III.2 : Calcul de HMT du tronçon SP1-Réservoir Tampon Draa el hdjar	34
Tableau III.3 : Bilan des frais	34
Tableau III.4 : Calcul de HMT du tronçon SP2-RT2	35
Tableau III.5 : Bilan des frais	35
Tableau III-6 : Diamètres calculés :	35
Tableau III.7 : Normalisation des diamètres:	35
Tableau III-8 : Calcul de HMT du tronçon SP1-Réservoir Tampon Draa el hdjar	36
Tableau III-9 : Calcul de HMT du tronçon SP1-Réservoir Tampon Draa el hdjar	36
Tableau III-10 : Bilan des frais.....	36
Tableau III-11 : Dimensionnement des conduites gravitaires	37
Tableau III-12 : Diamètres calculés.....	37
Tableau III-13 : normalisation des diamètres	37
Tableau III-14 : Calcul de HMT du tronçon SP1-RT1.....	38
Tableau III-15 : Bilan des frais	38
Tableau III.16 : Calcul de HMT du tronçon SP2-Réservoir T2.....	39
Tableau III.17 : Bilan des frais	39
Tableau III.18 : Dimensionnement des conduites gravitaires	39
Tableau III.19 : Normalisation des diamètres	39

Chapitre IV : Etude des réservoirs

Tableau. IV-1 : Valeurs indicatives concernant les réservoirs	41
Tableau IV.2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Souk El khmis	51
Tableau IV-3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'el Mokrani	52



Tableau IV-4 : les dimensions des réservoirs terminaux53

Chapitre V : Etude de pompage

Tableau V-1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP157

Tableau V-2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre58

Tableau V-3 : calcul de la courbe caractéristique de la conduite59

Tableau V- 4: calcul de la courbe caractéristique de la conduite60

Tableau V-5 : courbe de proportionnalité64

Tableau V-6 : Récapitulatif des calculs du calage des pompes des trois stations72

Tableau V.7: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station77

Chapitre VI : protection anti bélier

Tableau VI-1: les valeurs de temps de fermeture des robinets vannes82

Tableau VI-2 : les caractéristiques du tronçon de l'adduction de refoulement86

Tableau VI-3 : Calcul de la célérité d'onde pour l'adduction de refoulement87

Tableau VI-4: Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement.....87

Tableau VI-5 : Calcul du volume de réservoir d'air.....93

Chapitre VII ; pose de canalisation..

Tableau VII-1 : Produits et dose de désinfection.



Listes des figures

<u>Chapitre I ; présentation de la zone d'étude</u>	
Figure I-1 : Situation géographique	2
<u>Chapitre II; estimation des besoins :</u>	
Figure II-1 : Histogramme de consommation totale	19
Figure II.2 : tracé de la courbe cumulée	20
<u>Chapitre IV : Etude des réservoirs</u>	
IV-2 : équipement d'un réservoir	47
<u>Chapitre V : Etude de pompage</u>	
Figure V-1 : Courbes caractéristiques de la pompe choisie pour SP1	57
Figure V-2 : courbes caractéristique de la pompe choisie pour SP2	58
Figure V-3 : point de fonctionnement de la pompe choisie	60
Figure V-4 : point de fonctionnement de la pompe choisie	61
Figure V-5 : Réglage par vannage pour SP1	66
Figure V-6 : Réglage par rognage pour SP2	66
Figure V-5 : Réglage par vannage pour SP1	68
Figure V-6 : Réglage par rognage pour SP2	69
Figure V-6 : Exemples d'installations (en charge, en aspiration).....	70
<u>Chapitre VI – protection anti-bélier</u>	
Figure VI-1 : principe de disposition du réservoir	84
Figure VI-2 : Variation du volume d'air au cours de ces phases	84
Figure VI-3: Etranglement au moyen d'une tuyère	90
Figure VI -4 : Epure de Bergeron	95
Figure VI-5: Schéma type d'installation du réservoir d'air	96.
<u>Chapitre VII : Pose de canalisation</u>	
Figure VII-1: Traversée d'une route au moyen d'une gaine en béton.....	98
Figure VII-2 : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton	98
Figure VII-3 : Pose de canalisation en galerie	99
Figure VII-4: Pose de conduites dans un terrain peu consistant	100
Figure VII-5: Pose de conduites dans un terrain agressif	100
Figure VII-6 : traversée d'une rivière	101
Figure VII-7 : traversée d'un cours d'eau	101
Figure VII-8 : Les Butées	103
Figure VII-9 : Pose en tranchée	105
Figure VII-10 : Réalisation de la fouille	105
Figure VII-11 : Remblayage des tranchées.....	107



Liste des abréviations :

AEP : Alimentation en eau potable .

Cr : cote de radier

Ct : cote de terrain naturel

H : hauteur

Hg : hauteur géométrique

HMT : hauteur manométrique totale

Cp :cote piézométrique

RGPH : recensement générale de la population et de l'habitat

SP : station de pompage

SUT : surface utile totale

SAT : surface agricole totale



Listes des planches :

Planche N 1 : Schéma synoptique de la zone d'étude

Planche N :2 :profil au long de l'adduction reliant le réservoir tampon 1 et la bache de Sp2

Planche N : 3 Profil au long de l'adduction par refoulement

Planche N : 4 profil au long de l'adduction réservoir tampon 2- au point B

Planche N : 5 profil au long de l'adduction point B- réservoir el mokrani

Planche N : 6 détail de la station de pompage

Planche N : 7 détail de réservoir 1000m³



Introduction général

En tant qu'élément de base indispensable à la vie, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance. Cette ressource vitale devient de plus en plus rare dans le monde entier. En effet, son inégale répartition, la croissance démographique, aux quelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses ont rendu le problème d'eau très crucial ces dernières années, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à la contribution de l'étude de la chaîne d'adduction en eau potables des communes Souk el khmis et EL mokrani à partir d'un piquage sur la conduite principale ; dont le but de répondre confortablement à la demande projetée à l' horizon d'étude 2040.

La zone à desservir à besoin d'une quantité importante de l'eau potable, il s'avère que le débit assuré par les forages et les ressources naturelles n'ont pas en mesure de satisfaire les besoins en eau de la région,

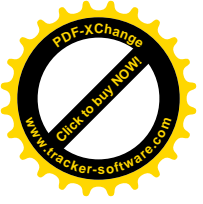
L'objectif de la présente étude consiste à calculer un réseau d'adduction pour les communes de Souk El-Khmis et El Mokrani situé à environ 28 kilomètres du chef lieu de la wilaya de Bouira,

Le Barrage koudiat acerdoune parmi les grands ouvrages qui à permis aux wilayas bouira, mdia, m'sila de consolider son approvisionnement en eau potable , les besoins de la région à desservir est assuré directement à partir d'un piquage sur la conduite principale situé à ain laloui . la source en eau de notre projet est la conduite venant du barrage Koudiat acerdoune vers la wilaya de M'sila.

Dans cette présente étude qui interprète la conception d'un système d'adduction, on a été guidé par des impératifs techniques aux quels doivent répondre les diverses installations tout en ayant vu les conditions économiques de notre projet

L'évaluation des différents besoins en eau de consommation à l'horizon 2040 nous permis d'assurer la demande en eau à long terme pour les différents consommateurs formant l'agglomération .

La mise en service de ce projet va permettre une nette amélioration pour le transfert d'eau potable de la région entière, tout en promettant aux citoyens un avenir radieux



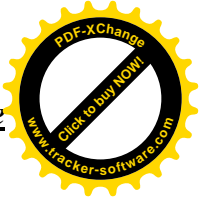
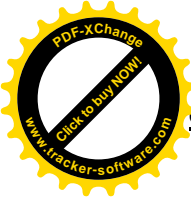
Introduction général





CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude



Introduction

L'étude de la région à travers l'analyse des plus importants paramètres qui les caractérise à savoir : la situation géographique, le nombre d'habitants, le relief, le climat et l'aspect socio-économique, permet de voir de près, la situation actuelle et celle du future du domaine de l'alimentation en eau potable et permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.1) Situation géographique :(voir la figure : I-1)

Notre périmètre d'étude recouvre les communes de **Souk el khmis** et **El mokrani** qui sont situées à l'Ouest de chef lieu de la Wilaya de Bouira, à environ 28 Km de celle-là.

Il est limité par les communes :

- Z'barbar, Maala et Kadiria au Nord ;
- Djebahia et Ain Bessem à l'Est ;
- El-Khabouzia au Sud ;
- Et la wilaya de Media à l'Ouest.

Le chemin de Wilaya CW15 la traverse.

I.2) situation topographique

La zone d'étude est une zone de moyennes montagnes, à des altitudes qui varient entre 567 m à 800 m.

Elle est caractérisée par un relief relativement accidenté avec des pentes variable (entre 0 et 25%).

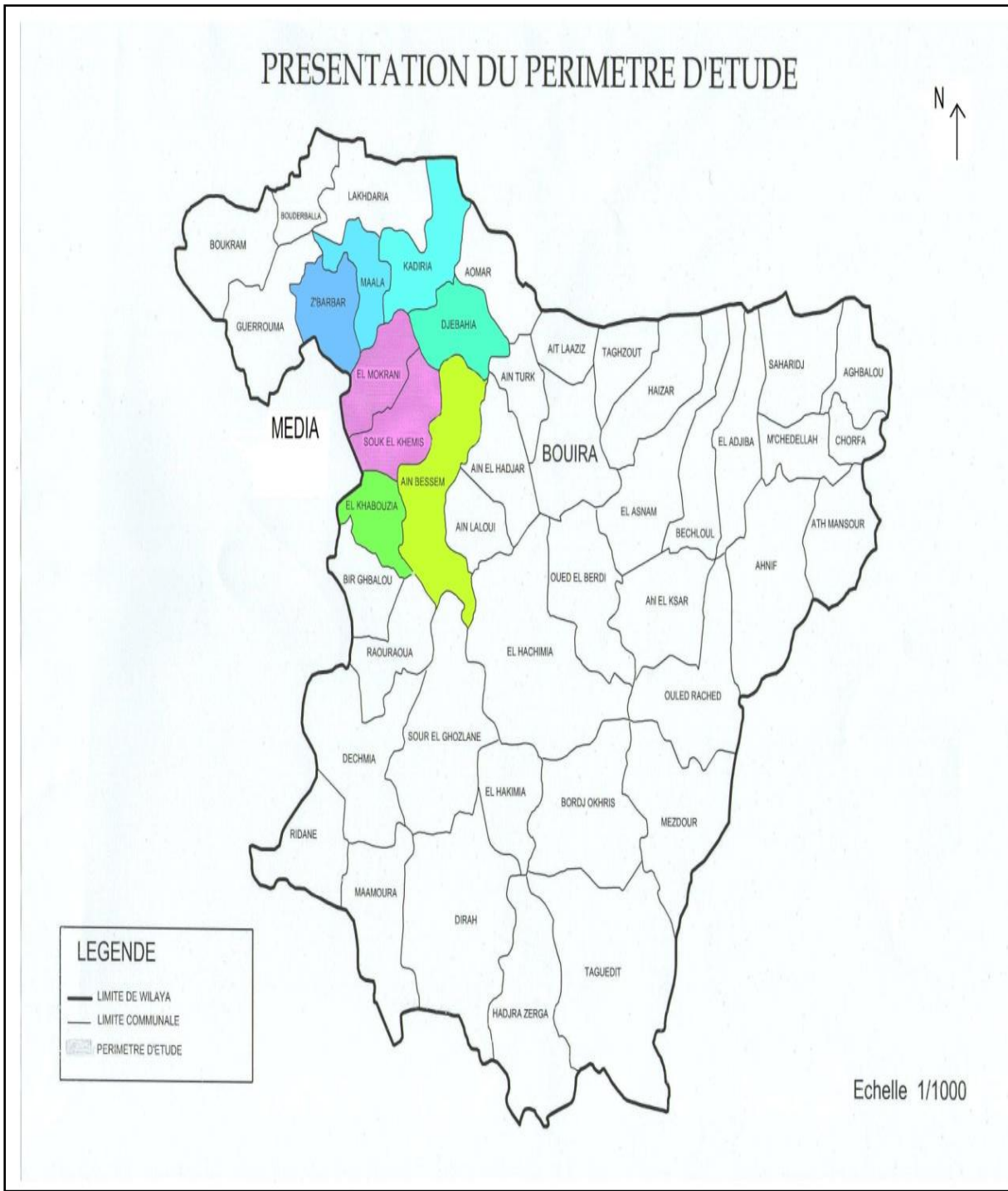
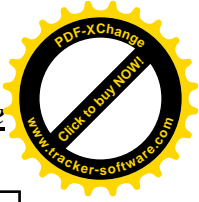
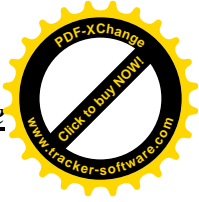


Figure I-1 : situation géographique



I-3 : situation géologique:

La région d'étude fait partie d'un massif montagneux ; notre terrain est constitué t de Schistes et d'alternance de Calcaire marneux.

Notre terrain a subi plusieurs phases tectoniques ainsi qu'une intense érosion lui donnant un relief très compliqué.

I-4 : Réseau hydrologique:

Notre périmètre d'étude est alimenté exclusivement par des eaux souterraines exploitées sous forme des puits et des forages qui donnent un faible débit en été.

I-5 : Présentation hydraulique

Les sources aménagées, les puits et les forages sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : Les sources aménagées, les puits et les forages

Communes	Nombres
El Mokrani	(71) puits (02) forages (11) sources
Souk El-Khmis	(40) puits (02) forages (10) sources

(Source : APC de Souk el-khmis)

I-6 : Situation climatique

I-6-1 : Le climat

Notre zone d'étude à un climat Tellien caractérisé par un été chaud où la température atteint 40°C sur les crêtes et au fond d'oued, et un hiver froid avec chute de neige fréquemment.

I-6-2 : La température :

Les températures moyennes mensuelles de la région d'étude (1995 -2011) sont représenté dans le tableau suivant :



Tableau I-2 : les températures moyennes annuelles en °C

Mois année	Jan	fev	mar	Avr	mai	juin	Juil	août	sep	oct	nov	dec	annuel
1995	07.5	11.6	11.0	13.2	21.1	23.6	28.4	26.9	21.4	19.0	13.7	11.3	17.39
1996	10.4	07.2	11.3	13.7	17.7	22.4	27.1	26.7	20.7	16.5	13.9	10.4	16.50
1997	09.3	10.6	12.0	15.1	21.3	26.3	27.6	27.1	23.0	18.6	12.5	09.6	17.75
1998	08.9	10.7	08.1	15.3	17.0	26.4	29.4	27.6	21.1	16.5	12.5	08.4	16.82
1999	08.8	06.9	11.6	15.4	23.3	25.7	28.0	30.8	24.4	21.3	13.3	08.6	18.00
2000	07.1	11.2	13.8	16.4	22.0	25.6	29.6	29.9	24.4	16.5	13.3	11.2	18.41
2001	08.8	08.9	16.1	15.0	18.4	27.0	29.4	29.5	23.8	21.4	11.3	07.6	18.10
2002	08.2	10.0	12.3	14.0	19	25.8	25.7	24.3	21.2	18.9	12.4	10.0	16.81
2003	07.0	06.3	11.4	13.9	17.3	26.5	29.5	28.2	21.6	14.8	12.5	07.7	15.55
2004	08.2	06.8	11.1	12.7	14.1	23.1	27.0	27.8	23.3	20.7	10.3	07.9	16.08
2005	05.1	04.4	11.2	13.7	20.7	24.4	27.9	25.3	21.1	18.0	11.2	07.5	15.89
2006	05.6	06.9	12.0	16.5	17.5	24.6	27.5	24.8	21.6	20.8	13.6	08.6	16.93
2007	09.2	10.0	09.4	12.7	17.5	22.8	27.1	26.3	21.6	16.6	10.1	07.3	15.88
2008	08.2	09.3	10.3	14.1	17.2	21.7	27.4	26.8	22.2	16.8	09.9	07.1	15.91
2009	07.1	06.8	10.4	10.7	19.1	24.4	29.2	26.2	19.8	16.9	13.4	10.0	16.17
2010	09.2	10.2	12.0	15.1	16.6	22.0	27.8	27.0	22.5	17.6	12.3	08.9	16.76
2011	06.25	05.7	13.2	13.1	18.75	20.35	28.45	27.7	24.25	17.5	12.0	08.0	16.27
Moy	7.93	8.44	11.60	14.15	18.73	24.27	28.06	27.22	22.23	18.14	12.24	8.82	16.77

(Source : ONM d'Ainbessem).

Ce tableau montre que les mois les plus chauds sont les mois de Juillet et Août où on enregistre une température moyenne mensuelle de **28.06** et **27.22** °C respectivement.

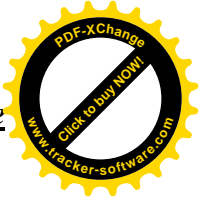
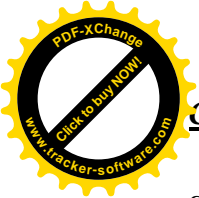
Le tableau montre aussi que la température minimale est enregistrée au mois Janvier avec une moyenne mensuelle de **7.93°C.**

I-6-3) La pluviométrie :

Les précipitations moyennes mensuelles de la région d'étude enregistrées dans une période (1995-2011), sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I-3 : Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm) de 1995 à 2011)

Mois année	jan	fév	mar	avr	Mai	juin	juil	août	sep	Oct	nov	dec	annuel
1995	153.50	28.00	90.90	15.90	1.60	29.50	13.60	22.10	7.50	29.90	13.70	20.90	427.10
1996	63.80	122.30	33.60	72.30	46.40	17.50	15.70	9.30	34.30	13.50	22.60	42.40	493.70
1997	40.00	9.00	16.00	80.20	23.60	1.80	1.20	21.60	34.40	73.20	103.40	55.80	460.20
1998	9.40	54.20	28.60	49.50	136.40	4.50	2.70	4.10	46.70	40.10	91.10	35.60	502.90
1999	69.50	36.20	66.70	3.30	24.30	1.80	0.80	5.40	65.20	21.50	33.40	123.30	451.40
2000	51.00	2.00	17.00	27.00	38.30	0.10	0.20	5.70	14.70	79.90	38.40	52.40	326.70
2001	150.30	44.20	2.80	50.50	17.90	2.90	0.10	4.40	37.30	3.10	8.20	19.30	341.00
2002	25.60	29.10	24.00	15.90	17.70	2.70	2.20	55.70	12.20	18.40	124.20	129.00	456.70



Suite de tableau I-3 :

2003	175.90	79.30	8.10	105.90	14.40	8.40	3.70	7.10	59.40	107.20	44.10	116.60	730.10
2004	64.50	14.20	52.50	50.90	90.90	2.10	0.10	15.90	20.30	31.60	54.30	107.30	504.60
2005	59.20	90.20	23.40	22.90	1.50	6.90	0.10	4.80	14.70	67.40	39.40	73.90	404.40
2006	60.60	62.30	22.80	35.40	46.20	12.60	9.60	3.00	39.60	1.60	45.10	80.90	419.70
2007	5.70	38.50	183.40	84.30	29.80	19.70	6.20	16.50	60.40	63.70	85.90	38.00	632.10
2008	6.50	32.50	57.80	37.90	67.80	24.10	0.10	0.30	41.30	49.70	60.60	51.90	430.50
2009	96.90	22.20	57.90	90.10	34.40	1.20	0.50	8.70	67.40	11.90	73.60	60.70	525.50
2010	47.60	71.40	59.70	15.70	46.90	37.30	0.40	24.20	6.00	80.50	87.20	27.00	503.90
2011	33.10	108.70	55.50	84.80	89.70	45.10	2.90	17.00	7.10	38.30	58.00	42.60	582.80
moy	65.48	49.66	47.10	49.56	42.81	12.84	3.54	13.28	33.44	43.03	57.84	63.39	481.96

(Source : ONM d'Ain bessem)

La quantité interannuelle des précipitations dans la région d'étude est en moyenne de **481.96 mm/an** (pour la période : 1995-2011).La valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de janvier de **64.68 mm** .La valeur minimale des précipitations est enregistrée au mois de juillet de 3.54mm

: I-7 : La situation socio-économique :

I-7-1 : Le commerce :

Notre zone d'étude dispose un marché hebdomadaire, non aménagé, qui à lieu tous les Jeudis.

L'activité commerciale dominante, est l'alimentation générale.

I-7-2 : Activité agricole :

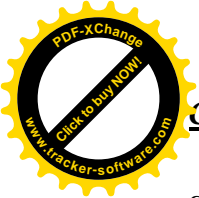
Notre zone d'étude, est caractérisée par l'agriculture de montagne, notamment l'olivier, le figuier,.....etc.

I-7-2-1 : Répartition générale des terres :

Les terres sont réparties selon le tableau suivant :

Tableau :I-4 : Répartition générale des terres :

Désignation	Superficie (ha)	
	El Mokrani	Souk El-Khmis
SAT	4751	4512
SAU	1802	3072
Pacage et parcoure	2489	1000



Suite de tableau : I-4 :

Terre improductive affectées	460	440
Forets	180	636
Terres improductive à l'agriculture	668	1367
Superficie totale	5599	6525

(Source ; subdivision agricole de souk el-khmis)

I-7-2-2: La production animale

La production animale est représentée dans le tableau suivant :

Tableau : I-5 : production animale :

Désignation	Effectif	
	El Mokrani	Souk El-Khmis
Bovins	520 têtes	1690 têtes
Ovins	4000 têtes	8700 têtes
Caprins	445 têtes	535 têtes
Volailles	30000 sujets	43200 sujets
Apicultures	3255 ruches	3000 ruches

Conclusion

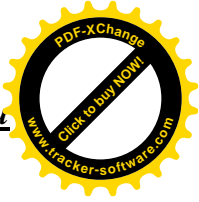
Les données indiquées précédemment présentent un aperçu sur la zone concernée par la présente étude.

Donc ces données nous serviront pour entamer notre étude de ce projet.



CHAPITRE II

Estimation des besoins



Introduction

avant d’entamer l’étude d’un projet d’alimentation en eau potable ,il faut estimer les besoins en eau de chaque type de consommateur formant une agglomération et chaque type exige une dotation propre a lui cette dotation est définie comme étant la quantité d’eau qu’on la donne au consommateur selon les ressources existantes et aussi varie considérablement en fonction des conditions locales reflétant en général le niveau de vie des habitants d’une localité pour une municipalité donnée pour satisfaire ses besoins

II-1: Evolution de la population

D’après le R.G.P.H (**R**ecense**m**ent **G**eneral de la **P**opulation et de l’**H**abitat) de l’année de recensement (2008) le nombre d’habitants de cette année est présenté dans le tableau ci-dessous.

D’après la DRH de la wilaya de BOUIRA, le taux d’accroissement est de 2,1%.

La population de chaque commune à l’horizon futur est calculée par rapport à celle de l’année 2008 par la relation :

$$Px = P0 * (1 + \alpha)^n \dots\dots\dots (II-1)$$

Px : population à l’horizon de calcul ;2027 ,2040

P0 : population à l’année de recensement 2008 ;

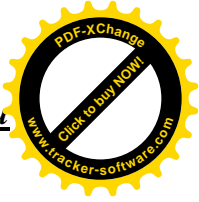
α : Taux d’accroissement démographique, $\alpha = 2,1\%$;

n : nombre d’année séparant l’année de recensement et l’horizon de calcul n=19 et n=32

Le résultat de calcul de la population a l’année de recensement et l’évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau II.1.

Tableau II-1 : Estimation de la population aux différents horizons 2027-2040

Localités		RGPH	Population des horizons projetés	
		2008	2027	2040
El Mokrani		3940	5853	7666
Souk El-Khmis	Souk El-kKhmis centre	4493	6669	8737



Suite de tableau II-1

	District 1	386	573	751
	District 2	570	846	1109
	District 3	389	578	757
	District 4	645	958	1255
	District 5	648	962	1260
	District 6	504	748	980
	District 7	372	552	724
	Total T1	8007	11886	15573
	Total	11947	17739	23239

A l’horizon 2040, le nombre d’habitants des communes concernées (El mokrani et Souk el khmis) par le projet sera de **23239habitants**.

II-2: Evolution des besoins en eau

Avant toute réalisation d’infrastructure nécessaire à la fourniture d’eau pour une agglomération (prise d’eau, conduite d’adduction, unité de traitement, réseau de distribution, réservoirs d’eau, etc....), il faut évaluer les diverses consommations d’eau actuelles et futures de cette agglomération (consommation domestique, commerciale, industrielle, etc...) ainsi que les variations relatives de ces consommations.

II-2-1 : La dotation

La dotation est définie comme étant la quantité d’eau consommée par usager et par jour, elle est déterminée en fonction des ressources existantes.

Dans le cas de notre région d’étude, une dotation de **150 l/j.hab** sera largement suffisante pour la satisfaction des besoins en eau de la population

II-2-2: Les différents types des besoins :

II-2-2-1: Les besoins domestiques :

Selon **Dupont A. (1979/1981)** pour un effectif « N » de consommateurs doté par la norme « D » en (l/s), la consommation moyenne journalière est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{N \times D}{1000} (m^3/jr) \dots\dots\dots (II-2)$$

Avec :

Q_{moy,j}: débit moyen journalier (m³/j);

D: dotation (l/j.hab);

N: nombre d'habitants.

Les consommations moyennes journalières des deux communes à l'horizon 2040 sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II-2 : Besoins domestiques à l'horizon de calcul (2040)

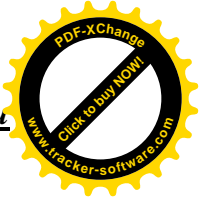
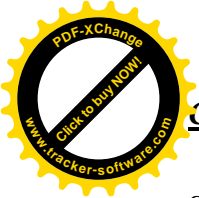
Localités	Nombre d'habitants 2040	Dotation (l/j.ha	cons.moy.j(m3/j)	cons.moy.j(L/s)
El Mokrani	7666	150	1149.9	13.31
Souk El- khmis centre	8737		1310.55	15.17
District 1	751		112.65	1.3
District 2	1109		166.35	1.93
District 3	757		113.55	1.31
District 4	1255		188.25	2.18
District 5	1260		189	2.19
District 6	980		147	1.7
District 7	724		108.6	1.26
Total T1	15573		2335.95	27.04
Total	23239		3485.85	40.35

II-2-2-2 : Les besoins scolaires :

Les besoins en eau de ce type sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-3 : Besoins scolaires

Villages	établissement	Effectif élève	Effectif personnels	total	Dotation (l/j/élève)	Con.moy.j (m ³ /j)	Con.moy (l/s)
El-Mokrani	Primaire(4)	330	33	363	25	9.075	0.105
	CEM(1)	290	40	330	30	9.9	0.115
	Crèche(3)	29	8	37	25	0.925	0.0107
Total T1		649	81	730		19.9	0.23
Souk el-khmis centre	Primaire(2)	521	29	550	25	13.75	0.16
	CEM(1)	360	40	400	30	12	0.14
	Lycée(1)	503	64	567	30	17.01	0.2



Suite de tableau :II-3

District1	Primaire(1)	37	5	42	25	1.05	0.012
District2	Primaire(1)	110	9	119		2.975	0.03
District4	Primaire(1)	156	10	166		4.15	0.05
District5	Primaire(1)	37	4	41		1.025	0.01
District 7	Primaire(1)	35	4	39		0.975	0.01
Total T2		1759	165	1924		52.94	0.61
Total		2408	246	2654		72.84	0.84

II-2-2-3: Les besoins sanitaires :

Les besoins en eau de ce secteur sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-4 : Besoins sanitaires

Localités	Etablissement	Unité	Dotation	Con.moy.j	Con.moy
			(L/j.unité)	m ³ /j	l/s
El-Mokrani	(2)Salle de soins	20	20	0.4	0.0046
Total T1				0.4	0.0046
Souk el-khmis centre	(1) Polyclinique	15	20	0.3	0.0035
	(1) Pharmacie	20	10	0.2	0.0023
				0.5	0.0058
District 4	(1)Salle de soins	10	20	0.2	0.0023
Total T2				0.7	0.0081
Total				1.1	0.0127

II-2-2-4: Les besoins socioculturels

Les besoins en eau de ce secteur sont représentés dans le tableau suivant :



Tableau II-5 : besoins socioculturels

Villages	Établissement	Unité	Nombre	Dotation (L/j.unité)	Con.moy.j (m ³ /j)	Con.moy (l/s)
El-Mokrani	(1)Stade communal	vestiaire	1	5000	5	0.0578
	(3)Mosquée	fidèle	1000	10	10	0.1157
Total T1					15	0.174
Souk el-khmis centre	(1) Stade communal	vestiaire	1	5000	5	0.0578
	(1)Mosquée	fidèle	500	10	5	0.058
	(1)Salle de sport	sportif	500	20	10	0.1157
	(1)Centre culturel	fidèle	500	20	5	0.0578
	Air de jeune	jeune	100	20	2	0.0231
Distrect2	(1)Mosquée	fidèle	300	10	3	0.035
Distrect5	(1)Mosquée	fidèle	300	10	3	0.035
Distect7	(1)Mosquée	fidèle	300	10	3	0.035
Total T2					36	0.417
Total					51	0.59

II-2-2-5: Les besoins industriels

Les besoins de ce secteur sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau-II-6 : Besoins industriels

commune	Etablissement	Dotation l/j	Con.moy.j (m ³ /j)	Con.moy (l/s)
El-Mokrani centre	Huileries(2)	15 000	30	0.347
Souk El-Khmis centre	Huileries(2)	15 000	30	0.347
Total			60	0.694

Remarque: La région d'étude se caractérise par l'absence d'unités industrielles.

II-2-2-6 : Les besoins du secteur commercial

Ces besoins sont exprimés dans le tableau suivant:

Tableau II-7 : Besoins du secteur commercial

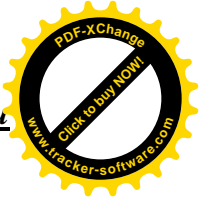
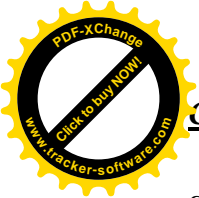
Villages	Désignation	Unité	Nombre	Dotation (l/j)	Con.moy.j (m ³ /j)	Con.moy (l/s)
El-Mokrani	(5) Café	Client	300	10	3	0.035
Total T1					3	0.035
Souk el-khmis centre	(1)Café	Client	150	10	1.5	0.0173
	(1)Restaurant	repas	100	30	3	0.0347
	(1)Boulangerie	Unité	3	400	1.2	0.0139
	(1)Pâtisserie	Unité	3	1200	1.2	0.0139
	Marché hebdomadaire (0.25ha)	m ²	2500	5	12.5	0.1447
Total T2					19.4	0.225
Total					22.4	0.26

II-2-2-7 : Les besoins municipaux

Les besoins municipaux sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-8 : Besoins municipaux

Villages	Désignation	Nombre d'employé	Dotation (l/j/emp)	Con.moy.j (m ³ /j)	Con.moy (l/s)
El-Mokrani	APC	62	15	0.93	0.0107
	Poste	5	15	0.075	0.0008
	Garde	60	50	3	0.035
	Communale			7.5	0.087
	Caserne	150			
Total T1		277		11.51	0.133



Suite de tableau II-8 :

Souk el-khmis centre	Daïra	53	15	0.795	0.0092
	APC	74		1.11	0.0128
	Poste	7		0.105	0.0012
	Sureté de Daïra	89		1.335	0.015
	Gendarmerie	15	50	0.75	0.00868
	Garde communale	25		1.25	0.0145
	Subdivision agricole	6	15	0.09	0.001
Total T2		269		5.435	0.063
Total		546		16.945	0.196

II-2-2-8 : Les besoins en eau de bétail

Pour le bétail, les besoins en eau sont en fonction de l'espèce, du mode d'alimentation, de la conduite du troupeau, de la saison et du mode d'abreuvement.

Les besoins en eau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II-9 : Besoins en eau de bétail

Localités	Les races	Nombres	Dotation (l/j.tête)	Con.moy.j (m ³ /j)	Con.moy (l/s)
El-Mokrani	Bovins	15 têtes	50	0.75	0.0086
	Ovins	395 têtes	15	5.925	0.069
	Caprins	60 têtes	15	0.9	0.0104
Total T1				7.575	0.088
Souk el-khmis centre	Ovins	723 têtes	15	10.845	0.126
District 1	Bovins	624 têtes	50	31.2	0.3611
	Ovins	1025 têtes	15	15.375	0.178
	Caprins	237 têtes	15	3.556	0.041
District 3	Bovins	108 têtes	50	5.4	0.0625
	Caprins	158 têtes	15	2.37	0.027
District 5	Bovins	958 têtes	50	47.9	0.5543



Suite de tableau II-9

	Ovins	5915 têtes	15	88.725	1.027
District 7	Ovins	140 têtes	15	2.1	0.024
	Caprins	1037 têtes	15	15.556	0.18
Total T2				223.027	2.581
Total				230.602	2.67

Tableau II-10 : Récapitulation de la consommation moyenne journalière totale

Communes	2040	
	Consommation moy m3/j	Consommation moy l/s
El Mokrani	1237.285	14.32
Souk el Khmis	2703.452	31.289
Total	3940.737	45.64

II-3 : calcul du débit majoré

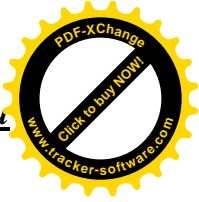
En plus des diverses consommations énumérées précédemment, on estime que les pertes d'eau dans le réseau de distribution qui sont considérées comme des fuites, qu'on ne peut pas les éviter on les estime à 20 % des consommations des habitants (D'après ADE de Bouira).

Le débit majoré sera calculer par la multiplication du débit moyen journalier *1.2
L'estimation des débits majorés journaliers, tenant compte des pertes (20%), est représentée dans le tableau suivant :

Tableau II-11 : Récapitulatif des besoins en eau tenant compte des pertes (20%)

Communes	2040	
	Consommation moy m3/j	Consommation moy l/s
El Mokrani	1484.742	17.18
Souk el Khmis	3244.1424	37.55
Total	4728.884	54.732

Remarque: La consommation moyenne journalière totale de la région d'étude en tenant compte des fuites est estimée a une valeur égale a **4728.884m³/j** soit **54.732L/s**



II-4 : Variation de la consommation

a. Consommation maximale journalière :

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{max,j}$), qui tient compte des variations journalières de la consommation. Il représente le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{max,i} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad \text{avec } K_{max,i} = (1.1-1.3)$$

Dans notre projet on prend $K_{max,i} = 1.2$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois la consommation maximale journalière dépasse la consommation moyenne journalière.

b. consommation minimale journalière :

elle est définie à l'aide du coefficient d'irrégularité minimal journalier ($K_{min, j}$) qui représente le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière .

Il est défini par la formule suivante :

$$K_{min,i} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad \text{avec } K_{min,i} = (0.7- 0.9) \quad \dots\dots\dots (II-3)$$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

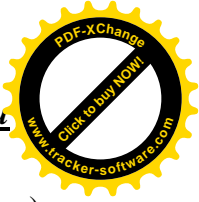
Les consommations maximales et minimales journalières sont évaluées et représentées dans le tableau suivant :

Tableau II-12 : les valeurs de Q_{maxj} et Q_{minj}

Horizon	Qmoy.j		Kmax,j	Qmax,j		Kmin,j	Qmin,j	
	m3/j	L/s		m3/j	L/s		m3/j	L/s
2040	4728.884	54.732	1.2	5674.661	65.678	0.8	3783.107	43.786
	3244.1424	37.547	1.2	3892.97	45.056	0.8	2595.31	30.037
	1484.742	17.185	1.2	1781.69	20.622	0.8	1187.79	13.748

II-4-2 : Variation de la consommation horaire :

II-4-2-a : Consommation maximale horaire :



Cette consommation est déterminée selon le coefficient d'irrégularité maximal horaire ($K_{max,h}$). il nous permet de déduire l'heure la plus forte (l'heure de pointe) du régime de consommation

La consommation maximale horaire est donnée par la formule suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \dots\dots\dots (I-4)$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: le débit moyen horaire

$K_{max,h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximale. Il est donné par la relation :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots (I-5)$$

Avec :

α_{max} : Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération et de régime de travail

α_{max} : est compris entre 1.2 et 1.5.

On choisit : $\alpha_{max} = 1.3$

β_{max} : coefficient tenant compte de la taille de l'agglomération et l'accroissement de la population

Tableau II-13 : Valeur de coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	100	1 500	2 500	4 000	6 000	10 000	20 000	30 000	10 0000
B_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1

Dans notre cas, le nombre d'habitants est égal à 23 424 habitants à l'horizon 2040, il est compris entre 20 000 et 30 0000, on procède alors à une interpolation

On trouve $B_{max} = 1.18$

Donc : $K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$

$$K_{max,h} = 1.3 \times 1.18 = 1.534 \qquad K_{max,h} = 1.534$$

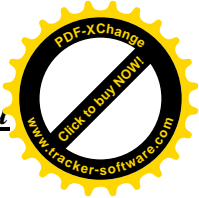
II-4-2-b : Variation de la consommation minimale

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimal (K_{min}) qui permet de déterminer le débit minimum horaire

La consommation minimale horaire est donnée par la formule suivante :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \times Q_{moy,h} \quad , \qquad K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min}$$

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,5$.



β_{min} : coefficient qui tient compte de la taille de l'agglomération et l'accroissement de la population.

Tableau II-14 : Valeur de coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	100	1 500	2 500	4 000	6 000	10 000	20 000	30 000	10 0000
B_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7

Donc pour notre cas $\beta_{min} = 0,53$; d'où la valeur de $K_{min,h}$ sera :

$K_{min,h} = 0,5 * 0,53 = 0,26$. **$K_{min,h} = 0,267$** .

II-4-3 :calcul du débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par :

$Q_{moy,h} = Q_{max,j} / 24$ avec $Q_{max,j} = 5674.661 m^3/j$ donc

$Q_{moy,h} = 236.444 m^3/h$

Les consommations maximales et minimales horaires sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II-15 :les valeurs de $Q_{max,h}$ et $Q_{min,h}$

horizon	$Q_{moy,h}$		$K_{max,h}$	$Q_{max,h}$		$K_{min,h}$	$Q_{min,h}$	
	m3/h	L/s		m3/h	L/s		m3/h	L/s
2040	236.444	65.679	1.534	362.705	100.75	0.267	63.131	17.534

II-5 : Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire est variable selon l'importance d'une agglomération (dépend du nombre d'habitant), La variation des débits horaires d'une journée est représentée dans le tableau suivant :

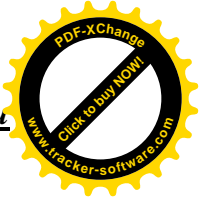


Tableau : II-16 :la variation des débits en fonction du nombre des habitants

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	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Remarque : cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) du débit maximal journalier

Pour notre projet on a un nombre d'habitant égal a 23239 habitants(en 2040) donc on va opter a une répartition variante entre 10001et 50000, cette répartition est indiquée dans le tableau ci-dessous

Tableau II-17 : répartition du débit horaire

Heures (h)	Q _{max,j} =5674.661m ³ /j		consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1.5	85.120	1.5	85.120
1_2	1.5	85.120	3	170.240
2_3	1.5	85.120	4.5	255.360
3_4	1.5	85.120	6	340.480

Suite de tableau II-17

4_5	2.5	141.867	8.5	482.346
5_6	3.5	198.613	12	680.959
6_7	4.5	255.360	16.5	936.319
7_8	5.5	312.106	22	1248.425
8_9	6.25	354.666	28.25	1603.092
9_10	6.25	354.666	34.5	1957.758
10_11	6.25	354.666	40.75	2312.424
11_12	6.25	354.666	47	2667.091
12_13	5	283.733	52	2950.824
13_14	5	283.733	57	3234.557
14_15	5.5	312.106	62.5	3546.663
15_16	6	340.480	68.5	3887.143
16_17	6	340.480	74.5	4227.622
17_18	5.5	312.106	80	4539.729
18_19	5	283.733	85	4823.462
19_20	4.5	255.360	89.5	5078.822
20_21	4	226.986	93.5	5305.808
21_22	3	170.240	96.5	5476.048
22_23	2	113.493	98.5	5589.541
23_24	1.5	85.120	100	5674.661
Totale	100	5674.661	100	5674.661

Les résultats trouvés nous permettent de tracer le graphique de consommation totale ainsi que la courbe intégrale.

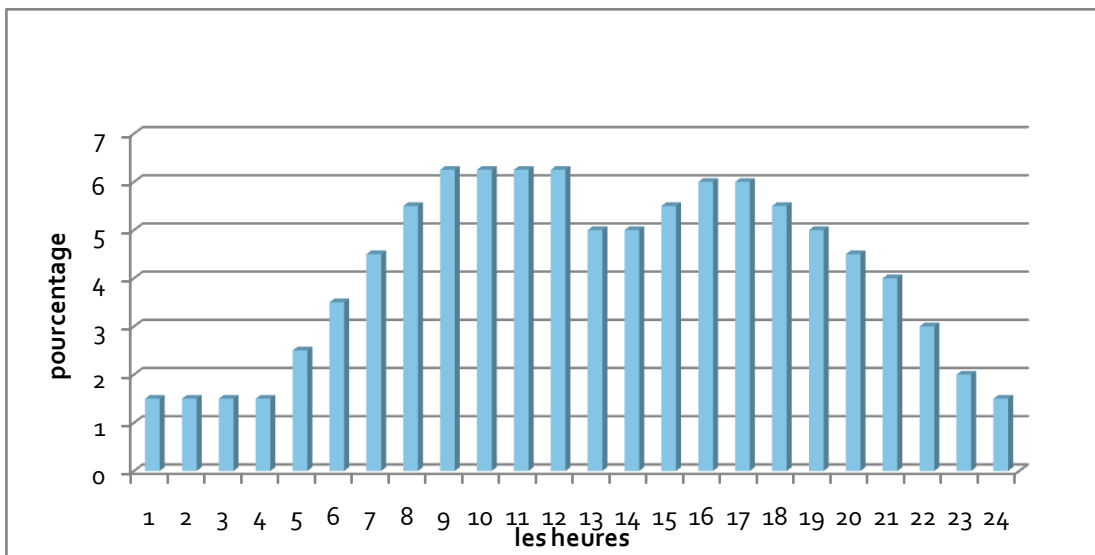


Figure II-1 : Histogramme de consommation totale

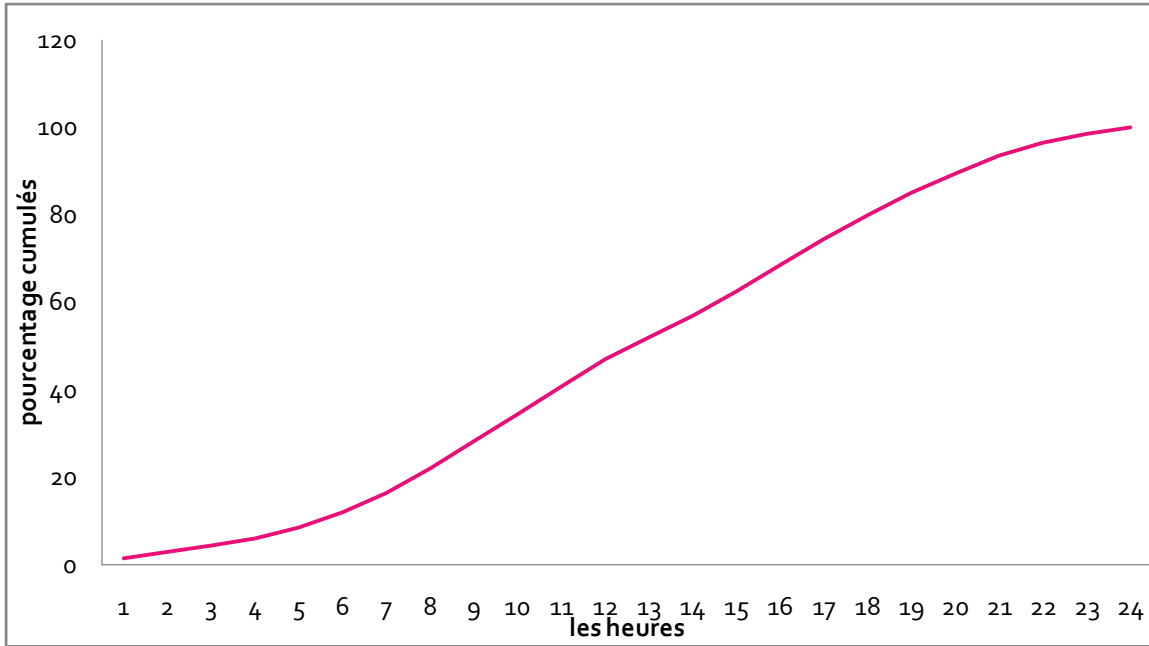
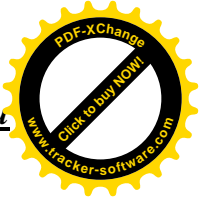


Figure II.2 : tracé de la courbe cumulée

Conclusion

La mise en évidence des besoins en eau potable de chacune des deux communes de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau permettra de faire une répartition de la quantité d'eau provenant de la conduite de transfert, ainsi d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et de bien dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes à l'horizon du projet.



CHAPITRE III

Etude d'adduction



Introduction

L'adduction est l'ensemble des installations reliant la prise d'eau qui est une source, un forage ou une retenue jusqu'à sa destination finale à fin d'assurer le transport d'eau jusqu'à le consommateur pour satisfaire ses besoins en eau. Donc on va accorder notre point de piquage sur la conduite principale jusqu'à sa destination finale.

Dans ce chapitre on va dimensionner tous les ouvrages reliant notre adduction après avoir choisi la variante adéquate pour notre adduction jusqu' a le réservoir de stockage final.

III.1: Choix de la variante:

III.1.1: Critères de choix :

III.1.1.1 : Le tracé :

Le tracé doit satisfaire les conditions suivantes :

- avoir un itinéraire aussi direct que possible
- éviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles, les massifs boisés
- rechercher un profil en long régulier pour stabiliser l'écoulement
- éviter au maximum le refoulement parce qu'il est plus coûteux
- de préférence l'adduction doit suivre une seule pente pour éviter les contres pentes qui aura lieu à la stagnation d'air qui nécessite des appareils spécial pour les faire évacuer

III.1.1.2: Le matériau de canalisation:

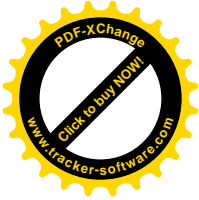
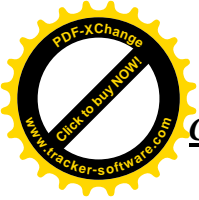
Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transfert d'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technico-économique

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

- résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- adaptation aux terrains de pose ;
- bonne étanchéité ;
- facilité d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- du prix de la fourniture et du transport ;
- de leur disponibilité sur le marché local.



Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue:

Les tuyaux en fonte ; les tuyaux en acier ; les tuyaux en amiante ciment ; les tuyaux en béton et les tuyaux en matière thermoplastique.

➤ **Tuyaux thermoplastiques**

Les matériaux en PVC et en polyéthylène, sont les mieux adoptés pour les conduites de distributions.

➤ **Tuyaux en PVC (chlorure de polyvinyle)**

C'est une poudre blanche, le point de fusion se situe à 150 C° et le produit se ramollit à 75 C° sa longueur est de 4 m à 6 m, les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes traditionnels (acier- fonte).

➤ **Tuyaux en polyéthylène (PE)**

Sont obtenus à partir du gaz. Ethylène par polymérisation, suivant ce procédé on obtient PE à basse densité (BD) ou à haute densité (HD). Les températures de fusion pour les deux se situent respectivement à 115 C° et 130 C°.

Les tubes en PE ont des longueurs de 6m à 12m, pour les diamètres allant de 160 à 400mm.

Le raccordement des tuyaux en polyéthylène se fait soit :

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

Le premier raccordement est préconisé pour les petits diamètres, jusqu'au 90mm maximum. Le second système est plus faible à l'heure actuelle, par rapport à tous les autres types de raccordement existants, il est très recommandé.

En effet, selon les statistiques mondiales, ce système assure «Zéro fuite» pour le troisième raccordement ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90mm.

Les tuyaux en PEHD présentent les avantages suivants :

- ❖ Très résistants à la corrosion et l'entartrage ;
- ❖ Elasticité et flexibilité élevées ;
- ❖ Montage facile et rapide ;
- ❖ Coût d'entretien faible (économique) ;
- ❖ Légèreté ;



- ❖ Fiables au niveau des branchements, pas de fuite ;
- ❖ Se raccordent facilement aux réseaux existant fonte, acier, ...etc.
- ❖ Répond parfaitement à la norme de potabilité.

L'inconvénient c'est surtout le risque de rupture.

➤ **Tuyaux à base de ciment :**

➤ **Amiante ciment**

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eau potable. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire.

➤ **Tuyaux en fonte ductile**

Les longueurs courantes de ces tuyaux sont de **6 m** pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à **800 mm**), et de **7 m** à partir de diamètre **800 mm**.

✓ **Ces tuyaux présentent certains avantages tel que :**

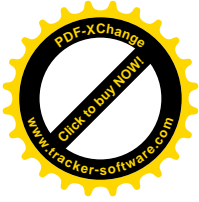
- Résistance aux pressions élevées jusqu'à **50 bars** pour les diamètres qui ne dépassent pas **600 mm** de diamètre et **40 bars** pour les conduites de diamètre supérieur ;
- Elles s'adaptent bien aux conduites d'adduction ou aux conduites principales de distribution ;
- Longue durée de vie ;
- Souples ;
- Une longévité bien connue.

✓ **Leurs inconvénients sont :**

- La sensibilité à la surcharge et aux mouvements du sous sol qui provoquent le déboîtement des conduites ;
- La fragilité et la corrosion ;
- non disponible sur le marché ;
- Très robuste ;
- La nécessité des pièces spéciales car les conduites sont généralement assemblées par raccords à emboîtement et à brides. Ces derniers sont réalisés au moyen de joints en plomb, de bague en caoutchouc ou de préparations spéciales.

➤ **Tuyaux en acier**

L'acier utilisé dans la fabrication des tubes et les raccords est de l'acier doux soudable, les longueurs courantes varient de **6 à 16 m** suivant les diamètres. Les tuyaux en acier galvanisés sont reliés à l'aide d'un manchon à visser, également en acier galvanisé. Chaque tuyau est fileté aux deux extrémités.



✓ **Les avantages des tuyaux en acier sont multiples:**

- Ils peuvent supporter des pressions très importantes ;
- Le joint entre tuyauterie se fait par simple soudage des extrémités bout à bout ;
- Ils sont soudables sur le marché ;
 - Ils présentent une bonne étanchéité ;
 - Ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport, mais ils sont plus lourds que les tuyaux en matières plastiques ;
 - Par leur élasticité, ils s'adaptent aux reliefs plus ou moins accidentés.

✓ **Les inconvénients des tuyaux en acier sont :**

- Grande sensibilité à la corrosion qui exige une protection externe et interne ;
- Une durée de vie estimée à **20 ans** ;
- La réalisation de branchement sur béton armé ou l'acier est difficile et coûteuse ;

Conclusion :

Il ressort que les conduites en fonte et en PEHD sont celles qui répondent mieux aux exigences du projet d'étude en matière de pression, de corrosion et de longévité.

- PEHD pour les conduites gravitaire ;
- Fonte ductile pour les conduites de refoulement ;

III.1.1.3: Types d'adduction:

➤ **Adduction par refoulement :**

Dans l'adduction par refoulement, la source se trouve a un niveau bas par rapport au réservoir de stockage, dans ce cas le transfère d'eau s'effectue par pompage avec un écoulement en charge a section pleine c'est –a- dire sous pression.

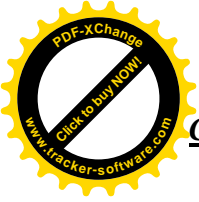
➤ **Adduction gravitaire :**

Quand la cote de la source se situe a un niveau haut par rapport a celle du réservoir de stockage, dans ce cas l'écoulement se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliquée, il est conditionné seulement par le pesanteur et la pente.

➤ **Adduction mixte :**

Cette adduction est présente dans le cas ou notre tracé est accidenté donc il y'a un empêchement pour réaliser une adduction gravitaire continue. Dans ce cas la conduite gravitaire se transforme en conduite de refoulement par l'intermédiaire d'une bache est l'inverse par l'intermédiaire d'un réservoir tampon.

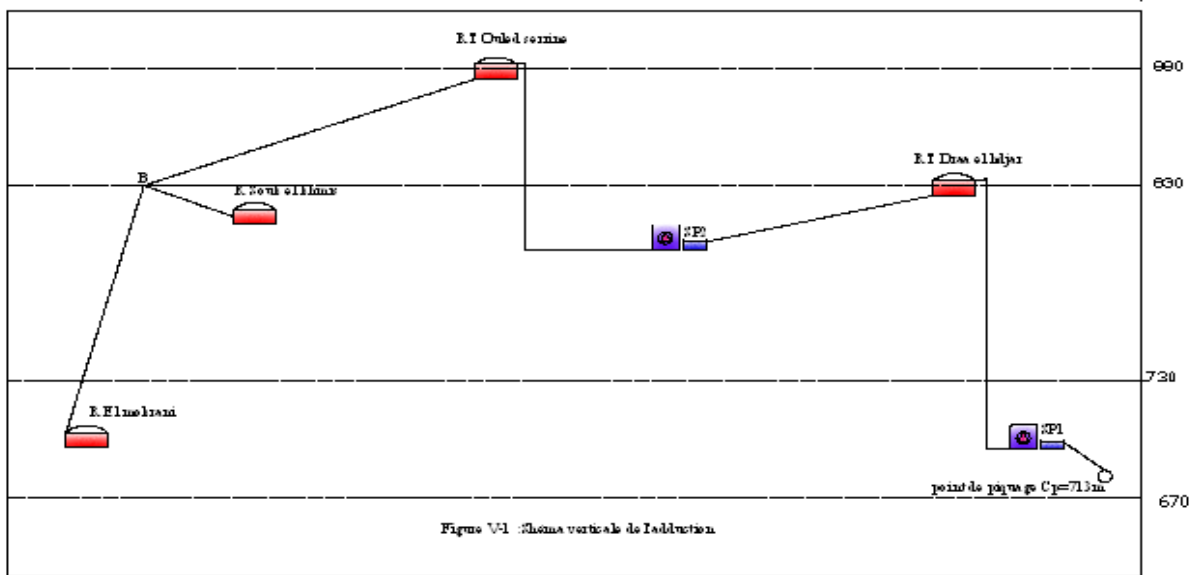
III.2 : Etude des variantes :



D'après le levé topographique de la zone d'étude, les deux communes Souk el khmis et El Mokrani se trouvent presque adjacentes, donc un seul tracé peut être présent dans notre adduction ce qui nous conduit à étudier les cotes de terrain naturel des deux bâches et les deux réservoirs tampons qui seront implanter le long de notre adduction

-Il est clair que de préférence laisser un piquage sur la conduite vers **El Mokrani** pour la commune de **Souk el khmis** pour des raisons économiques.

- on compare chaque variante de point de vue économique et on opte pour le choix de la variante





III.3.1: Dimensionnement des conduites de refoulement

Une étude technico-économique qui intervient dans le calcul des dimensions de notre conduites de refoulement c'est-à-dire la détermination du diamètre économique en minimisant au maximum les frais d'amortissement et les frais d'exploitation. Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

- **Choix de la gamme des diamètres économiques**

Il y'a une multitude de formule approchée déterminantes du diamètre économique, donc il faut faire un choix optimal de la formule qui convient, cette gamme de formule dont lesquelles on peut citer :

La formule de BRESS

$$D=1.5*\sqrt{Q} \quad \text{(III-1)}$$

La formule de BONNIN

$$D=\sqrt{Q} \quad \text{(III-2)}$$

Remarque : la formule de BRESS n'est valable que pour les longueurs des conduites qui ne dépassent pas 1 Km

D : diamètre de la conduite (m)

Q : débit à tirer (m³/s)

Le diamètre calculé par ces formules est un diamètre qui n'existe pas sur le marché donc on cherche un diamètre disponible sur le marché, on procède donc a l'évaluation des frais



d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre, le diamètre économique correspond a celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

III.3.1.1 : Calcul des pertes de charge

III.3.1.1.1: Pertes de charge linéaire :

Pour un tronçon donné, la perte de charge linéaires dépendent de:

- D : diamètre de la conduite en (m)
- Q : débit en (m3/s)
- ε : la rugosité absolue exprimée en mm
- L : la longueur du tronçon en (m).

Elles sont calculées par la formule :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (III-3)$$

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

ΔH_l: Pertes de charge linéaires en (m) ;

I:Gradient hydraulique en (m/m).

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

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \quad (III-4).$$

- λ: Coefficient de frottement adimensionnel dépendant de la nature du régime d'écoulement ;
- g : accélération de la pesanteur égale à 9,81 m/s².
- ✓ **Nombre de Reynolds** : le nombre de Reynolds est donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad (III-5)$$

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

D : diamètre de la conduite,

ν : Viscosité cinématique de l'eau prise égale à 10⁻⁶ m²/s à une température de 20° C.

ρ : Masse volumique [kg/m³].



μ : Viscosité dynamique de l'eau.

✓ **Etude de la rugosité**

La rugosité absolue est liée à la fois à la nature des parois, à leur évolution dans le temps et à la nature de l'eau véhiculée. Elle se calcul comme suit :

$$\epsilon = \epsilon_0 + \alpha T \quad (III-6)$$

Avec :

- . ϵ : la rugosité absolue;
- . ϵ_0 : la rugosité à l'état neuf :0.4mm
- . α : Diminution de la rugosité due au vieillissement de la conduite on prend
- . $\alpha = 0,04 \text{ mm/an}$;
- . T: temps de service, T= 32 ans.

Ce qui nous donne $\epsilon = 1.12 \text{ mm}$

La rugosité relative (ϵ/D) est le rapport de la rugosité absolue (ϵ) au diamètre de la conduite (D).

III.3.1.1.2: pertes de charge singulières:

Elles sont générées par le passage du fluide dans les éléments ponctuels du réseau : coudes, vannes, crépines, clapets,...etc.les pertes sont estimées de 10% a 15% des pertes de charge linéaires.

Pour notre cas on estime que les pertes de charge singulières représentent 15% des pertes de charge linéaires, elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0.1 * \Delta H_L \quad (III-7)$$

III.1.1.1.3 : pertes de charge totale:

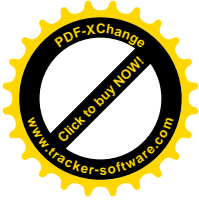
Les pertes de charge totales représentent la somme des pertes de charge singulières et linéaires elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_t = 1.1 * \Delta H_L \quad (III-8)$$

III.3.1.2 : Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale représente la somme des pertes de charge et la hauteur géométrique elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \quad (III-9)$$



Avec :

HMT : hauteur manométrique totale [m] ;

Hg : hauteur géométrique [m] ;

ΔH_t : perte de charge totale [m].(à l'aspiration + refoulement)

III.3.1.3 : Calcul de la puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée est donnée par la relation suivante (BONNIN J., 1982) :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \quad (III-10)$$

Avec :

P : Puissance absorbée par la pompe ;

ρ : Masse volumique de l'eau (**Kg/m³**) ;

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

Hmt : Hauteur manométrique totale (**m**) ;

η : Rendement de la pompe compris entre **70%** et **80%** (dans notre cas on le prend égal à **75 %**) ;

g : Accélération de la pesanteur (**g = 9,81 m/s²**).

III.3.1.4 : Calcul de l'énergie consommée

L'énergie consommée annuellement est donnée par la formule ci-dessous:

$$E = P \cdot t \cdot 365 \quad (\text{KWh}) \quad (III-11)$$

Avec :

E: Energie consommée (**KWh**) ;

P: Puissance absorbée par la pompe en (**KW**) ;

t : Nombre d'heures de pompage par jour (dans notre cas, t=20h pour le pompage):

III.3.1.5 : Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont donnés par la formule suivante



$$F_{ex} = E.e \tag{III-12}$$

Avec :

F_{exp} : Frais d'exploitation (**DA**) ;

E : Energie (**KWh/**) ;

e : prix unitaire d'un KWH imposé par la SONELGAZ. (e=4.67DA).

III.3.1.6 : Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit :

$$F_{am} = P_{rc} * A [DA] \tag{III-13}$$

P_{rc} : prix de la conduite en DA

A : Amortissement annuel, il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \tag{III-14}$$

i : taux d'annuité annuel, i=8%

n : nombre d'années d'amortissement, n=32ans

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{32} - 1} + 0.08 = 0.091 = 9.1\%$$

III.3.2 : Dimensionnement des conduites de gravitaires :

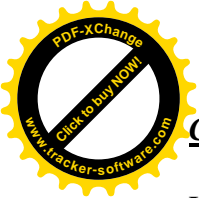
Contrairement a l'adduction par refoulement dans une adduction gravitaire le point de captage se situe a une altitude supérieure a celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

L'écoulement des adductions gravitaire est en charge.

Les détails de l'adduction gravitaire sont résumés comme suit :

- La bache de la station de pompage N°1 est alimentée par une conduite venant du point de piquage sur la conduite principale.
- Le réservoir tampon Draa el hdjar alimente la bache de la station de pomage N°2
- Le réservoir tampon Rt1 de **Ouled serrine** alimente le réservoir El mokrani et le réservoir de Souk el khmis à partir d'un piquage (Point B) sur la conduite gravitaire.

III.3.2.1: détermination des diamètres avantageux



La formule la plus utilisée pour le calcul des pertes de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de DARCY-WEISBAKH.

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{AV}^m} \quad (III-15)$$

Avec :

ΔH_t : perte de charge totale (m)

K' : coefficient de perte de charge

L_e : longueur équivalente de la conduite

$$L_e = L_g + L_{es} \quad (III-16)$$

L_g : longueur géométrique de la conduite (m)

L_{es} : longueur équivalente des pertes de charge singulière J(m)

Comme on a cité au début de ce chapitre les pertes de charge singulière sont estimées a 15% des pertes de charge linéaires donc

$$\Delta H_t = 1.1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1.1 * L_g$$

ΔH_t : perte de charge totale (m)

ΔH_p^{Lin} : Perte de charge linéaire (m)

Q : le débit véhiculé par la conduite (m³/s)

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : exposant tenant compte du type de matériau

selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau :

Tableau III-1 : coefficient K' , m , β pour différent types de matériau :

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
plastique	0.001052	4.772	2



On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire

$$D_{av} = \sqrt{\frac{K' * Le * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (III - 17)$$

Dans notre cas on prend $K' = 0.001052$, $m = 4.772$, $\beta = 2$ (le matériau utilisé est le PEHD)

III.3.2.3 :La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale d'écoulement varie de 0.5 à 2m/s

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

$$Q = V * S \quad Q = V * \frac{\Pi * D^2}{4} \quad \text{ainsi} \quad V = \frac{4 * Q}{\Pi * D^2} \quad (III-18)$$

Q : le débit véhiculé par la conduite

S : section de la canalisation (m²)

V : vitesse d'écoulement (m/s)

D : diamètre nominal de la conduite (m)

➤ **Calcul des variantes :**

Variante 1 :

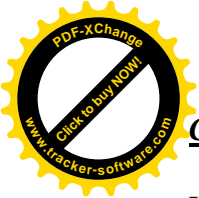
Le tracé débute à partir d'un raccordement sur la conduite principale du transfert de barrage de Coudiat Acerdoune vers la wilaya de M'sila au niveau du piquage de la commune de Ain laloui. en traversant un relief accidenté et montagneux.

L'implantation de la bache de reprise de la SP1 a une cote 702mNGA alimenté gravitairement a partir d'un piquage sur la conduite de transfert de cote piézométrique = 713.13m . la bache de la SP2 est implantée à une cote de 798 m NGA , cette bache est alimentée gravitairement à partir du RT de draa el hdjar

La station de pompage N 1 refoule la totalité du débit jusqu'au Réservoir Tampon RT (Draa el hdjar) (Calage du RT à deux variantes 827mNGA et 823mNGA). Et la station de pompage refoule la totalité du débit jusqu'au RT (Ouled serrine) (calage du RT à deux variante 883mNGA et 887mNGA).

➤ **Dimensionnement de l'adduction :**

1 : calage du RT a une cote 827mNGA et RT2 a une cote 887mNGA



Les caractéristiques de cette variante sont représentées dans le tableau suivant :

N ^o de point	Point	Cote de terrain
1	Piquage sur la conduite de transfert	684.79
2	Bâche de la SP1(radier)	702
3	RT DRAA EL HDJAR 1(radier)	827
4	Bâche de la Sp 2(radier)	798
5	RT OULED SERRINE(radier)	887

III-4 : Détermination du diamètre économique :

III .4.1 : calcul des diamètres de la conduite de refoulement

➤ **Tronçon Sp1-Réservoir Tampon Draa el hdjar**

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé comme suit :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600}$$

Débit d'exploitation (m³/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{max,j} = 5674.661$ m³/j .

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

A.N : $Q_{exp,sp} = \frac{5674.661}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp,1} = 0.0788$ m³/s ;

Le diamètre économique moyennant la relation (III.3) est tel que :

A.N : $D_{ec} = \sqrt{0.0788} \Rightarrow D_{ec} = 0,280$ m donc $D_{ec} = 281$ mm

Résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau III.2 : Calcul de HMT du tronçon SP1-Réservoir Tampon Draa el hdjar :

Diamètre (mm)	V(m/s)	Re	λ	I	L(m)	$\Delta H_t(m)$	Hg(m)	HMT(m)
150	4.46	692144.374	0.03861	0.2611	1862	559.09	129	688.09
200	2.5	519108.28	0.03189	0.0512	1862	109.63	129	238.63
250	1.6	415286.624	0.0298	0.0157	1862	33.62	129	162.62
300	1.11	346072.187	0.02826	0.0059	1862	12.63	129	141.63
350	0.82	296633.303	0.027	0.0026	1862	5.57	129	134.57
400	0.63	259554.14	0.0261	0.0013	1862	2.78	129	131.78

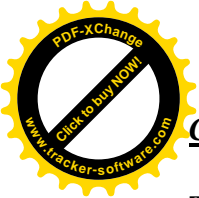


Tableau III.3 : Bilan des frais

Diamètres (mm)	Frais d'amortissement			Frais d'exploitation			Bilan(DA)
	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)	P (Kw)	E (Kwh)	F _{exploit} (DA)	
150	2056	1862	348372.75	709.221	5177310.8	24178041	24526414
200	2812.17	1862	476499.71	245.962	1795519.7	8385076.8	8861576.5
250	3749.3	1862	635288.89	167.611	1223563.6	5714041.8	6349330.7
300	4455.52	1862	754952.22	145.982	1065671.5	4976685.7	5731637.9
350	5249.74	1862	889526.45	138.699	1012503.7	4728392.3	5617918.7
400	7014.35	1862	1188525.5	135.83	991558.83	4630579.7	5819105.2

D'après la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique à choisir pour le tronçon de refoulement SP1-RT (DRAA EL HDJAR) est : **D=350 mm**

Tableau III.4 : Calcul de HMT du tronçon SP2-Réservoir Tampon Ouled serrine

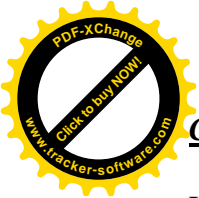
Diametre	V(m/s)	Re	λ	I	L(m)	ΔHt(m)	Hg(m)	HMT(m)
150	4.61	692144.374	0.03861	0.261	2813	844.744	93	937.744
200	2.60	519108.28	0.03189	0.051	2813	158.373	93	251.373
250	1.66	415286.624	0.0298	0.016	2813	48.495	93	141.495
300	1.15	346072.187	0.02826	0.006	2813	18.482	93	111.482
350	0.85	296633.303	0.027	0.003	2813	8.170	93	101.170
400	0.649	259554.14	0.0261	0.001	2813	4.051	93	97.051

Tableau III .5 : Bilan des frais

D (mm)	Frais d'amortissement			Frais d'exploitation			Bilan (DA)
	Prix (DA)	L (m)	Famort (DA)	P (KW)	E (KWh)	Fexploit (m)	
150	2056	2813	526301.048	966.536655	7055717.58	32950201.1	33476502.2
200	2812.17	2813	719867.713	259.091131	1891365.26	8832675.76	9552543.48
250	3749.3	2813	959757.062	145.838978	1064624.54	4971796.61	5931553.67
300	4455.52	2813	1140537.38	114.904656	838803.99	3917214.63	5057752.01
350	5249.74	2813	1343844.19	104.275898	761214.052	3554869.62	4898713.82
400	7014.35	2813	1795554.36	100.03042	730222.064	3410137.04	5205691.4

D'après la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le diamètre économique à choisir pour le tronçon de refoulement SP2-RT2 (Ouled serrine) est : **D=350 mm**

III.4.2 : Détermination des diamètres avantageux :



Les diamètres calculés pour les conduites gravitaires sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction

Tronçon	Q (m3/s)	Lg (m)	Leq (m)	I (m/m)	ΔH t	D (mm)
Piquage- SP1	0.0657	737.3	811.03	0.00879	7.13	0.20474342
RT1- Sp2	0.0657	2490	2739	0.00734	25	0.20313987
RT2- B	0.0657	4020	4623	0.015	64.72	185
B- R souk el khmis	0.0451	140.97	162.1155	0.015	2.28	158
B-R el mokrani	0.0206	3293.82	3787.893	0.0307	116.14	96.8

Tableau III.7 : Normalisation des diamètres :

Tronçon	D (mm)	V (m/s)	ΔH t (m)	Cp	CTN (m)	P(m)
Piquage- SP1	200	2.09	7.770	705.36	702	3.36
RT1- RT2	200	2.09	26.240	800.76	802	1.24
RT2- B	200	2.09	45.45	837.55	830	7.55
B- R souk el khmis	160	2.24	2.18	835.37	810	25.37
B-R el mokrani	110	2.17	63.48	774.07	696	78.07

Remarque : On remarque que les pressions dans les deux baches est faible :

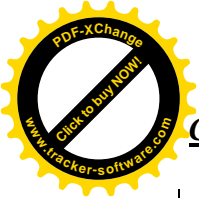
2 : calage du RT1 a une cote 823mNGA et RT2 à une cote 883mNGA

Tableau III.8 : Calcul de HMT du tronçon SP1-Réservoir Tampon Draa el hdjar

Diametre	V(m/s)	Re	λ	I	L(m)	ΔHt(m)	Hg(m)	HMT(m)
150	4.61	692144.374	0.03861	0.261	1915	575.075	129	704.075
200	2.60	519108.28	0.03189	0.051	1915	107.815	129	236.815
250	1.66	415286.624	0.0298	0.016	1915	33.014	129	162.014
300	1.15	346072.187	0.02826	0.006	1915	12.582	129	141.582
350	0.85	296633.303	0.027	0.003	1915	5.562	129	134.562
400	0.649	259554.14	0.0261	0.001	1915	2.758	129	131.758

Tableau III.9 : Bilan des frais

D (mm)	Frais d'amortissement			Frais d'exploitation			Bilan (DA)
	Prix (DA)	L (m)	Famort (DA)	P (KW)	E (KWh)	Fexplo (m)	
150	2056	1915	358288.84	725.692585	5297555.87	24739585.9	25097874.8
200	2812.17	1915	490062.805	244.086407	1781830.77	8321149.71	8811212.51



250	3749.3	1915	653371.765	166.987981	1219012.26	5692787.25	6346159.02
300	4455.52	1915	776441.193	145.928888	1065280.89	4974861.74	5751302.93
350	5249.74	1915	914845.941	138.693171	1012460.15	4728188.9	5643034.84
400	7014.35	1915	1222355.7	135.802986	991361.8	4629659.61	5852015.31

Tableau III.10 : Calcul de HMT du tronçon SP2-Réservoir Tampon Ouled serrine

Diamètre	V(m/s)	Re	λ	I	L(m)	$\Delta H_t(m)$	Hg(m)	HMT(m)
150	4.61	692144.374	0.03861	0.261	2923	877.777	89	966.777
200	2.60	519108.28	0.03189	0.051	2923	164.566	89	253.566
250	1.66	415286.624	0.0298	0.016	2923	50.391	89	139.391
300	1.15	346072.187	0.02826	0.006	2923	19.204	89	108.204
350	0.85	296633.303	0.027	0.003	2923	8.489	89	97.489
400	0.649	259554.14	0.0261	0.001	2923	4.209	89	93.209

Tableau III.11 : Bilan des frais :

D (mm)	Frais d'amortissement			Frais d'exploitation			Bilan (DA)
	Prix (DA)	L (m)	Famort (DA)	P (KW)	E (KWh)	Fexploit (m)	
150	2056	2923	546881.608	996.461095	7274165.99	33970355.2	34517236.8
200	2812.17	2923	748017.535	261.351509	1907866.01	8909734.28	9657751.82
250	3749.3	2923	997287.555	143.670725	1048796.29	4897878.69	5895166.25
300	4455.52	2923	1185137.13	111.526743	814145.22	3802058.18	4987195.31
350	5249.74	2923	1396394.09	100.482355	733521.193	3425543.97	4821938.06
400	7014.35	2923	1865768	96.0708616	701317.29	3275151.74	5140919.74

D'après la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le diamètre économique à choisir pour le tronçon de refoulement SP2-RT2 (Ouled serrine) est : **D=350 mm**

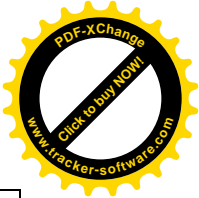
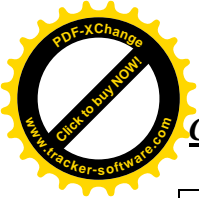
❖ Détermination des diamètres avantageux :

Les diamètres calculés pour les conduites gravitaires sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-12 : Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction

Tronçon	Q (m3/s)	Lg (m)	Leq (m)	I (m/m)	ΔH_t	D (mm)
Piquage- SP1	0.0657	737.3	811.03	0.00879	7.13	0.20474342
RT1- Sp2	0.0657	2766	3042.6	0.0069	21	0.215
RT2- B	0.0657	4125	4743.75	0.014	66.4125	185
B- R souk el khmis	0.0451	140.97	162.12	0.014	2.42	156
B-R el mokrani	0.0206	3293.82	3787.89	0.0310	116.46	96

Tableau III-13 : Normalisation des diamètres



Tronçon	D (mm)	V (m/s)	$\Delta H t$ (m)	Cp	CTN (m)	P(m)
Piquage- SP1	200	2.09	7.770	705.36	702	3.36
RT1- RT2	250	1.34	10.490	808.51	798	10.51
RT2- B	200	2.09	46.64	836.36	830	6.36
B- R souk el khmis	160	2.24	2.18	834.18	810	24.18
B-R el mokrani	110	2.17	62.44	773.92	696	77.92

Variante :2

L'implantation de la bache de reprise de la SP1 a une cote 706mNGA alimenté gravitairement a partir d'un piquage sur la conduite de transfert de cote piézométrique = 713.13m . la bache de la SP2 est implantée à une cote de 802 m NGA , cette bache est alimentée gravitairement à partir du RT de draa el hdjar

La station de pompage N 1 refoule la totalité du débit jusqu'au Réservoir Tampon RT (Draa el hdjar) (Calage du RT1 à une cote 827mNGA). Et la station de pompage refoule la totalité du débit jusqu'au RT2 (Ouled serrine) (calage du RT à une cote 887mNGA).

❖ **Détermination du diamètre économique :**

- **Calage du RT1 a une cote 827mNGA et RT2 a une cote 887mNGA**

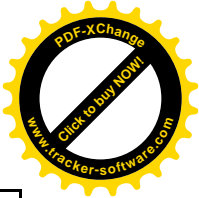
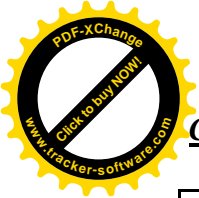
Tableau III.14 : Calcul de HMT du tronçon SP1-Réservoir Tampon Draa el hdjar

Diamètre	V(m/s)	Re	λ	I	L(m)	ΔHt (m)	Hg(m)	HMT(m)
150	4.61	692144.374	0.03861	0.261	1841.7	553.063	125	678.063
200	2.60	519108.28	0.03189	0.051	1841.7	103.688	125	228.688
250	1.66	415286.624	0.0298	0.016	1841.7	31.750	125	156.750
300	1.15	346072.187	0.02826	0.006	1841.7	12.100	125	137.100
350	0.85	296633.303	0.027	0.003	1841.7	5.349	125	130.349
400	0.649	259554.14	0.0261	0.001	1841.7	2.652	125	127.652

Tableau III.15 : Bilan des frais

D (mm)	Frais d'amortissement			Frais d'exploitation			Bilan (DA)
	Prix (DA)	L (m)	Famort (DA)	P (KW)	E (KWh)	Fexplo (m)	
150	2056	1841.7	344574.703	698.881916	5101837.99	23825583.4	24170158.1
200	2812.17	1841.7	471304.787	235.710063	1720683.46	8035591.77	8506896.56
250	3749.3	1841.7	628362.809	161.562715	1179407.82	5507834.52	6136197.33
300	4455.52	1841.7	746721.538	141.309697	1031560.79	4817388.87	5564110.4
350	5249.74	1841.7	879828.6	134.350939	980761.855	4580157.87	5459986.47
400	7014.35	1841.7	1175567.88	131.571381	960471.083	4485399.96	5660967.84

Tableau III.16 : Calcul de HMT du tronçon SP2-Réservoir Tampon Ouled serrine



Diametre	V(m/s)	Re	λ	I	L(m)	ΔH_t (m)	Hg(m)	HMT(m)
150	4.61	692144.374	0.03861	0.261	2800	840.840	89	929.840
200	2.60	519108.28	0.03189	0.051	2800	157.641	89	246.641
250	1.66	415286.624	0.0298	0.016	2800	48.270	89	137.270
300	1.15	346072.187	0.02826	0.006	2800	18.396	89	107.396
350	0.85	296633.303	0.027	0.003	2800	8.132	89	97.132
400	0.649	259554.14	0.0261	0.001	2800	4.032	89	93.032

Tableau III.17: Bilan des frais

D (mm)	Frais d'amortissement			Frais d'exploitation			Bilan (DA)
	Prix (DA)	L (m)	Famort (DA)	P (KW)	E (KWh)	Fexplo (m)	
150	2056	2800	523868.8	958.390073	6996247.53	32672476	33196344.8
200	2812.17	2800	716540.916	254.213938	1855761.75	8666407.36	9382948.28
250	3749.3	2800	955321.64	141.485168	1032841.73	4823370.88	5778692.52
300	4455.52	2800	1135266.5	110.693806	808064.786	3773662.55	4908929.05
350	5249.74	2800	1337633.75	100.114167	730833.422	3412992.08	4750625.83
400	7014.35	2800	1787256.38	95.8883097	699984.661	3268928.37	5056184.75

Selon la combinaison des frais d'exploitation et d'amortissement le diamètre économique est égale à 350mm

❖ **Détermination des diamètres avantageux :**

Les diamètres calculés pour les conduites gravitaires sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.18: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction

Tronçon	Q (m3/s)	Lg (m)	Leq (m)	l (m/m)	ΔH_t	D (mm)
Piquage- SP1	0.0657	758.3	834.13	0.00375	3.13	244
RT1- Sp2	0.0657	2600	2860	0.00734	21	236
RT2- B	0.0657	4000	4400	0.0149	68.54	183
B- R souk el khmis	0.0451	140.97	155.067	0.0149	2.42	156
B-R el mokrani	0.0206	3293.82	3623.202	0.032	116.46	96

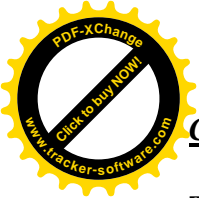


Tableau III-19 : Normalisation des diamètres

Tronçon	D (mm)	V (m/s)	$\Delta H t$ (m)	Cp	CTN (m)	P(m)
Piquage- SP1	250	1.34	2.755	710.36	706	4.36
RT1- RT2	250	1.34	8.814	812.57	802	10.57
RT2- B	200	2.09	45.22	841.77	830	11.77
B- R souk el khmis	160	2.24	2.18	839.59	810	39.59
B-R el mokrani	125	2.17	63.48	778.29	696	82.33

Choix de la variante :

1^{ere} variante :

- La longueur de l'adduction dans cette première variante est égale à 15357.09m pour le calage des réservoirs tampons RT1 et RT2 respectivement aux cotes de terrain naturel 827mNGA et 887mNGA.
- Pour le calage des réservoirs tampons RT1 et RT2 aux cotes de terrain naturel respectivement 823 mNGA et 883 mNGA, la longueur de l'adduction est égale à 15901.09m.

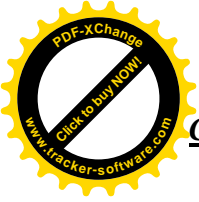
2^{eme} variante :

- La longueur de l'adduction dans cette 2^{eme} variante est égale à 15434.79m pour le calage des réservoirs tampons RT1 et RT2 respectivement aux cotes de terrain naturel 827mNGA et 887mNGA.
- Si la hauteur géométrique augmente, la hauteur manométrique augmente et par conséquent le cout d'énergie dans ce cas augmente et le contraire pour l'adduction gravitaire ; la perte de charge augmente et le diamètre de la conduite diminue
- Pour la première variante la pression est faible au niveau des deux bâches donc on est obliger d'augmenter les diamètres
- pour la deuxième variante les pressions sont suffisantes dans les deux bâches

La première variante à des hauteurs géométriques supérieures à celles de la deuxième variante et les longueurs des conduites de refoulement de la première variante supérieures à celles de la deuxième variante et puisque les conduites en fonte sont chères que les conduites en PEHD d'où on opte pour la deuxième variante

Conclusion

Dans ce chapitre on a étudié les variantes possibles pour notre adduction et on a remarqué que les cotes du réservoir tampon et la bache ne sont pas imposées, le changement de ces

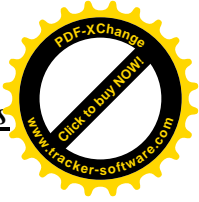


cotes n'a pas influencé sur le dimensionnement des conduites soit gravitaire ou refoulement, mais il a influencé sur la hauteur manométrique totale d'où on opte pour la deuxième variante puisque elle nous donne une HMT petite est par conséquent un bilan moins.



CHAPITRE IV

Étude des réservoirs



Introduction

Le réservoir est un moyen de stockage et de régularisation des débits et des pressions. Il permet de stocker l'eau en excès pendant les heures de faible consommation pour les restituer aux heures de pointe. Graduellement la science de l'eau évalue et les systèmes d'alimentation en eau potable se diversifient, ce qui a donné une multitude de fonction aux réservoirs.

IV-1 : Définition d'un réservoir :

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

IV-2 : Fonctions des réservoirs :

- ❖ Les réservoirs servent à compenser l'écart entre le régime de production d'eau et celui de la consommation ;
- ❖ Ils constituent une réserve en cas des imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau ...) ;
- ❖ Ils constituent aussi une réserve d'eau en cas d'incendie ;
- ❖ Une pression suffisante dans le réseau de distribution et une marche uniforme des pompes ;
- ❖ Ils maintiennent l'eau à l'abri des risques de contamination et la préservant contre les fortes variations de températures ;
- ❖ Simplification de l'exploitation ;
- ❖ Les réservoirs peuvent également appeler réservoirs tampons, lorsqu'ils jouent un rôle de relais.

IV-3: Classification des reservoirs:

Selon les critères pris en considération ; les réservoirs peuvent être classés de diverses façons :

A) Classification selon les matériaux de constructions:

Elle se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton armé ou précontraint.

B) Classification selon la situation des lieux:

Les réservoirs pour accomplir convenablement les fonctions aux quelles ils sont conçus peuvent occuper les différentes dispositions suivantes par rapport à la surface du sol :

- Enterrés ;
- Semi enterrés ;
- Surélevés ou sur tour (château d'eau).

C) Classification selon l'usage :

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

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (tampon) ;
- Réservoir de traitement.

D) Classification selon la forme géométrique

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- **Rectangulaire ou carrée :** Ils sont utilisés surtout pour les capacités importantes. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour les réservoirs uniques.
- **Cylindrique :** elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie est la même que pour les réservoirs rectangulaires. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

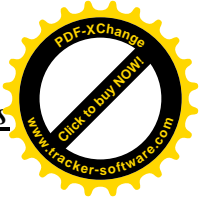
Comme il existe des réservoirs à d'autres formes : sphérique, conique.

IV-4: Construction des réservoirs:

Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables. Ils doivent être couverts, à l'abri des contaminations, des eaux souterraines d'infiltration, des pluies et des poussières. Ils doivent être aérés tout en restant à l'abri du froid et de chaleur, de plus visibles.

IV-4-1 : Détermination de la forme et proportion des réservoirs:

❖ **Forme :** En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires, circulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adopté à la forme de la parcelle ou aux conditions de terrain).



Ces formes permettent une construction statique sans imprévus et adaptables, une exécution solide avec des possibilités d'agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

Le béton armé précontraint peut être utilisé pour réaliser des réservoirs circulaires et rectangulaires.

En dépit de leurs avantages qui sont la bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration, les réservoirs rectangulaires ne réalisent pas d'économie substantielle.

❖ Hauteur d'eau

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction ; toutefois, elle ne devrait pas dépasser **6m**. Pour le réservoir de grandes capacités (villes importantes) la hauteur d'eau peut atteindre **7 à 10m**. Une grande hauteur complique le nettoyage des réservoirs et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes, peuvent être prises en considération pour les réservoirs petits et moyens :

Tableau. IV-1 : Valeurs indicatives concernant les réservoirs

Capacité utile (m3)	Hauteur d'eau optimale (m)
Jusqu'à 500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

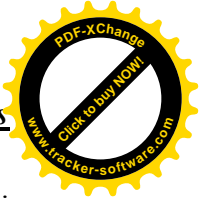
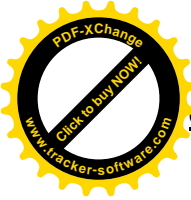
Dans la plus part des cas, une étude économique particulière est indiquée pour les grands réservoirs.

IV-4-2: Implantation des réservoirs

Le choix de site d'implantation des réservoirs est généralement effectué sur la base des considérations techniques (réalisation d'un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant) et économique (peu coûteux), et dépend aussi des conditions topographiques et la nature du sol (sol résistant et non rocheux).

Pour cela, on se forcera de respecter les conditions suivantes :

- En plaine, leurs emplacements doit se faire à l'extrémité des centres urbains (qui enregistrent des grandes consommations et doivent généralement être surélevés).
- En terrains accidentés, leur emplacement doit être à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau pour assurer une alimentation de réseau par simple gravité



Pour des considérations économiques, il est préférable d'opter pour un réservoir semi enterré qui garanti des frais de terrassement moins cher et dont la couverture peut être plus légère au lieu de réaliser un réservoir souterrain

IV-5 : Equipements hydraulique des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés de :

IV-5-1 : Conduite d'arrivée ou d'adduction

La conduite d'arrivée ou d'adduction peut être de type refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux par la conduite peut être soit :

a- Arrivée par le haut (chute libre)

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

b-Arrivée en bas (siphon noyé)

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

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

IV-5-2 : Conduite de départ ou de distribution

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

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

IV-5-3 : Conduite de trop plein

Elle a pour but d'évacuer l'excès d'eau arrivant aux réservoirs sans provoquer son déversement.

Dans le cas où la pompe d'alimentation ne sera pas arrêtée, cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

IV-5-4 : Conduite de vidange

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite trop plein, elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

IV-5-5: Conduite By-pass

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

Deux situations peuvent se présenter :

- En temps normal, les vannes (1) et (3) sont ouvertes et la vanne (2) est fermée.
- En By-pass : on ferme les vannes(1) et (3) et on ouvre la vanne (2).

IV-5-6: Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels incendies. Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adoptons un dispositif qui est schématisé dans la **Figure (IV-4-D)** qui fonctionne de la manière suivante :

En service normal, la vanne (1) est ouverte. Le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ce grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelée. En cas d'incendie on ouvre, la vanne (2) pour pouvoir exploiter cette réserve. Une vanne (3) supplémentaire est prévue pour permettre les réparations sans vider les réservoirs.

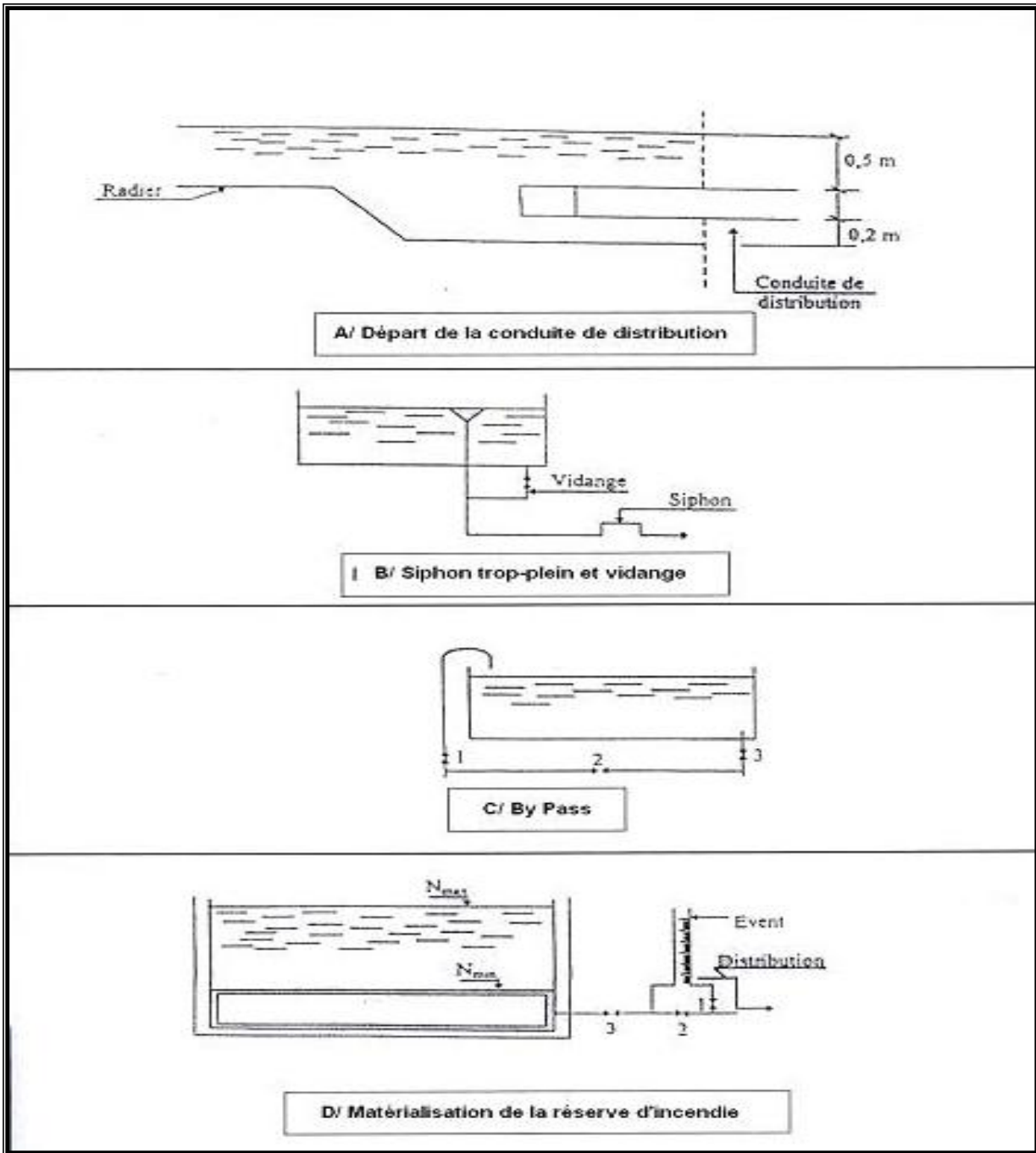


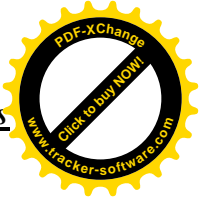
Figure IV-1 : équipement d'un réservoir

IV-6 : Calcul de la capacité des réservoirs

Pour calculer la capacité du réservoir, on doit tenir compte de la réserve d'incendie, des variations des débits à l'entrée et à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont de la variabilité de la demande.

Dans notre chaîne d'adduction, on trouve,

1. Deux Réservoirs de stockages (El Mokrani et Souk el Khmis)
2. Deux Réservoirs Tampons



3. Deux Bâches.

En général, le calcul du volume du réservoir peut s'effectuer par deux méthodes :

- ✓ La méthode analytique
- ✓ La méthode graphique

VI-6-1 : La méthode analytique

Cette méthode consiste a calculer, pour chaque heure de la journée, le résidus dans le réservoir, le volume de régulation sera :

$$V_R = \frac{\alpha * Q_{\max,j}}{100} \quad (m^3) \quad \dots\dots\dots (IV-1)$$

avec :

V_r : capacité résiduelle (m^3)

α : Fraction horaire du débit maximum journalier

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

On détermine le volume totale du réservoir en ajoutant le volume d'incendie au volume du régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \dots\dots\dots (IV - 2)$$

V_T : Capacité totale du réservoir (m^3)

V_{inc} Volume d'incendie estimé a $120m^3$

• **Détermination de résidu maximum dans les réservoirs**

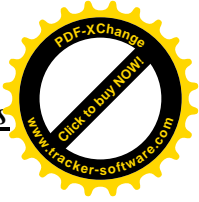
Pour dimensionner un réservoir, on est obligé de déterminer le résidu maximal.

La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre la détermination de ce résidu maximal.

, si le débit entrant au réservoir est supérieur a celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y'a un surplus et dans le cas contraire on a un déficit.

Ce résidu est déterminé pour chaque heure de la journée, la valeur maximale trouvé sera le pourcentage du volume de stockage.

IV-6-2 : La méthode graphique



Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage, on additionnant en valeur absolue les écarts de deux extrémums de la courbe de consommation par rapport a celle d'apport, on trouvera le résidu maximal journalier donc :

$$R_{max} = |V^+| + |V^-| \quad (\%) \quad \dots\dots\dots (IV-3)$$

Le volume de régulation Vr est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{max,j} * R_{max}}{100} \quad (m^3)$$

Dont le volume total sera :

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

IV-6-3 : dimensionnement des Bâches de reprise des différentes stations de pompage

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire, son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est estimé à un quart d'heure (15 minutes)

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

$$V_{bache} = \frac{Q_{max,j} * t}{T} \dots\dots\dots (IV - 4)$$

Avec :

Q_{max,j} : débit maximal journalier total, il représente le débit totale véhiculé vers chaque bache de reprise, qui est égale à 5674.661 m³/j ;

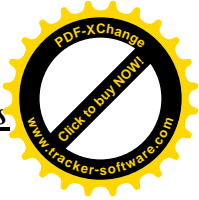
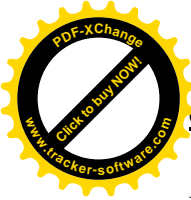
t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t = 0.25 h) ;

T : temps de fonctionnement de la station de pompage, dans notre cas T = 20h.

IV-6-3-1 : Bache de la station de pompage : n^o1(Sp1) :

On implante la première station de pompage a une cote de terrain naturel égale a 706 m NGA

Les pompes de cette station sont alimentées à l'aide d'une conduite gravitaire venant d'un piquage sur la conduite principale de DN=1600mm.



Le volume de la Bâche sera :

$$V_{\text{bâche}} = \left(\frac{5674.,661}{20}\right) * \left(\frac{1}{4}\right) = 70.93m^3$$

On prend un volume normalisé v=100 m³

IV-6-3-2 :Bâche de la station de pompage n° 2(Sp2) :

La station de pompage (SP2) se situe à 2675m du réservoir tampon .les pompes sont alimentées par la Bâche de reprise de la station de pompage (SP2), cette dernière est alimentée par une conduite gravitaire, la station de pompage (SP2) alimente le réservoir Tampon d'ouled serrine

Le volume de la Bâche de reprise sera déterminé par :

$$V_{\text{bâche}} = \left(\frac{5674.,661}{20}\right) * \left(\frac{1}{4}\right) = 70.93m^3$$

$$V=70.93m^3$$

On choisi un volume normalisé =100 m³

IV-6-4 :Dimensionnement des réservoirs tampons :

❖ **Réservoir tampon de Draa el Hdjar et Ouled serrine**

Le réservoir Draa el Hdjar joue le rôle de tampon et de mise en charge, et comme ce réservoir a pour but la conjonction entre la conduite de refoulement et la conduite gravitaire vers la bâche de la station de pompage (SP2)

Le volume de ce réservoir tampon (Vt) sera déterminé par la formule suivante :

$$V_t = \frac{Q_{tr}}{2} * t \quad \dots\dots\dots (IV-5)$$

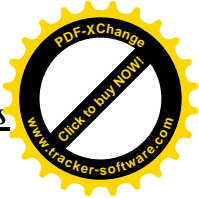
Avec :

Q_{tr} : Débit transite ($Q_{tr} = 236.445m^3/h$)

t : le temps de stockage (t=4h)

$$\text{On trouve } V_t = 472.89m^3$$

On prend un volume normalisé **V=500m³**



Puisque le débit qui va arriver au réservoir tampon d'ouled serrine est le même donc le volume de ce dernier est le même $V = 500m^3$

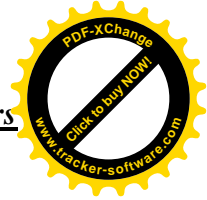
IV-6-5 : Dimensionnement des réservoirs terminaux :

Dans cette présente étude deux communes sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable, donc il nous faut deux réservoirs terminaux, leur capacités sont déterminées par la formule (IV-1)

- **Estimation de la capacité totale des réservoirs terminaux par la méthode analytique :**

Tableau IV.2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Souk El khmis

Heures	Apport	Distribution	Surplus	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	4.17	1.5	2.67	-	8.83
1_2	4.17	1.5	2.67	-	11.5
2_3	4.17	1.5	2.67	-	14.17
3_4	4.17	1.5	2.67	-	16.83
4_5	4.17	2.5	1.67	-	18.5
5_6	4.17	3.5	0.67	-	19.17
6_7	4.17	4.5	-	0.33	18.83
7_8	4.17	5.5	-	1.33	17.5
8_9	4.17	6.25	-	2.08	15.42
9_10	4.17	6.25	-	2.08	13.33
10_11	4.17	6.25	-	2.08	11.25
11_12	4.17	6.25	-	2.08	9.17
12_13	4.17	5	-	0.83	8.33
13_14	4.17	5	-	0.83	7.5
14_15	4.17	5.5	-	1.33	6.17
15_16	4.17	6	-	1.83	4.33
16_17	4.17	6	-	1.83	2.5
17_18	4.17	5.5	-	1.33	1.17
18_19	4.17	5	-	0.83	0.33
19_20	4.17	4.5	-	0.33	0
20_21	4.17	4	0.17	-	0.17
21_22	4.17	3	1.17	-	1.33
22_23	4.17	2	2.17	-	3.5
23_00	4.17	1.5	2.67	-	6.17
Total	100%	100%	19.17%	19.17%	



AN : Calcul de la capacité du réservoir de Souk el Khmis :

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{19.17 * 3892.97}{100} = 746.28m^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 746.28 + 120 = 866.28m^3$$

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

Tableau IV-3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir d'el Mokrani

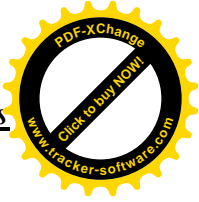
Heures	Apport	Distribution	Surplus	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	4.17	1	3.17	-	9.65
1_2	4.17	1	3.17	-	12.82
2_3	4.17	1	3.17	-	16
3_4	4.17	1	3.17	-	19.16
4_5	4.17	2	2.17	-	21.33
5_6	4.17	3	1.17	-	22.5
6_7	4.17	5	-	0.83	21.67
7_8	4.17	6.5	-	2.33	19.32
8_9	4.17	6.5	-	2.33	17
9_10	4.17	5.5	-	1.33	15.67
10_11	4.17	4.5	-	0.33	15.33
11_12	4.17	5.5	-	1.33	14
12_13	4.17	7	-	2.83	11.16
13_14	4.17	7	-	2.83	8.33
14_15	4.17	5.5	-	1.33	7
15_16	4.17	4.5	-	0.33	6.67
16_17	4.17	5	-	0.83	5.83
17_18	4.17	6.5	-	2.33	3.5
18_19	4.17	6.5	-	2.33	1.17
19_20	4.17	5	-	0.83	0.33
20_21	4.17	4.5		0.33	0
21_22	4.17	3	1.17	-	1.17
22_23	4.17	2	2.17	-	3.34
23_00	4.17	1	3.17	-	6.51
Total	100%	100%	22.50%	19.17%	

Calcul de la capacité du réservoir El Mokrani :

- Le volume résiduel sera ; $V_r = \frac{22.5 * 1781.69}{100} = 400.88m^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 400.88 + 120 = 520.88m^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 600m^3$

IV-7: Dimensionnement des reservoirs

On calcule les dimensions des réservoirs à l'aide des formules suivantes :



a- Section des réservoirs projetés :

• $V_R = S \times h$ où $S = V_R / h$ (IV-6)

Avec:

V_R : volume du réservoir projeté (m³) ;

S : section (m²) ;

h : hauteur de la lame d'eau (m).

b- Diamètre du réservoir :

$D = \sqrt{\frac{4 V_R}{\pi h}}$ (IV-7)

Avec :

D : diamètre du réservoir (m) ;

V_R : volume du réservoir projeté (m³) ;

h : hauteur de la colonne d'eau prise entre 3 et 6 m.

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$H_{inc} = 4 \frac{V_{inc}}{\pi D^2}$ (IV-8)

Avec :

H_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;

V_{inc} : le volume de la réserve d'incendie égale à 120 m³.

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

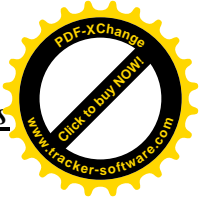
Tableau IV-4 : les dimensions des réservoirs terminaux

réservoirs	volume (m3)	D(m)	S(m2)	h(m)	hinc(m)
réservoir S-El khmis	1000	17	226.865	4.4	0.52
Réservoir el Mokrani	600	13	132.665	4.52	0.9

IV-8 : Mesure de la sécurité dans la construction :

Le réservoir est un ouvrage qui présente certains nombres de risque pour le personnel d'exploitation, pour cela des précautions doivent être prise en compte à savoir :

- ✓ La conception des moyens d'accès et de circulation conforme ou norme ;
- ✓ Il faut prévoir un dispositif d'aération pour éviter le risque d'asphyxie suite à l'intervention des agents de l'exploitation à l'intérieur du réservoir ;



- ✓ Les installations électriques doivent être bien protégées, isolées et disposées selon les normes ;
- ✓ Les agents de l'installation doivent être munies d'équipement de travail sécurisant et surtout recevoir une formation sur les risques et les précautions à prendre en cas de risque.

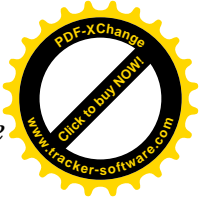
Conclusion

Les capacités des réservoirs indiquées précédemment (réservoir de Souk el Khmis est de 1000m^3 et celui d'El Mokrani est de 600m^3) vont garantir l'alimentation en eau potable des deux communes citées déjà, ces réservoirs sont alimentés par l'intermédiaire de deux stations de pompage et deux réservoirs tampon de capacité 500m^3 ce qui nous indiquent que notre adduction est de type mixte : refoulement-gravitaire.



CHAPITRE V

Etude de pompage



Introduction

Les pompes sont des machines qui réalisent l'écoulement d'un fluide dans un réseau en utilisant une certaine quantité d'énergie fournie par un moteur, lorsqu'il s'agit d'une grande quantité d'eau on parle d'une station de pompage qui abrite plus d'une pompe.

V-1 : Choix de site d'emplacement de la station de pompage :

- ❖ **Station de pompage N 1** : la station de pompage SP1 se situe à une cote de 706mNGA à une distance de 1841.7m du réservoir tampon de DRAA-LAHDJAR
- ❖ **Station de pompage N 2** : la station de pompage SP2 se situe à une cote de 802 mNGA à une distance de 2800m du réservoir tampon d'OULED SERRINE

V-2 : Choix du type des pompes

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- le débit « Q » et « Hmt » demandée ;
- Assurer un rendement maximal ;
- Assurer une consommation d'énergie minimale ;
- Opter pour un poids, le plus minimum possible ;
- Présenter un mode du type anti-cavitation ;
- Assurer une vitesse de rotation assez importante.
- Etre fabriquée en série.

Ce choix se fait à l'aide des courbes caractéristiques que le constructeur établit pour chaque type de pompe.

V-3 : Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge sont :

1 : courbe débit-hauteur $H=f(Q)$

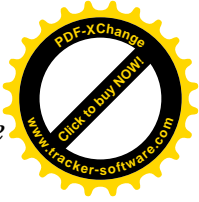
Elle présente les variations de la hauteur manométrique totale d'élévation susceptible d'être fournie par la pompe en fonction du débit Q.

2 : Courbe de rendement $\eta = f(Q)$

Elle exprime la variation de rendement (η) de la pompe en fonction des débits à relever, cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur de débit.

Cette courbe passe par l'origine puisque à $Q=0$, le rendement (η) est nul.

3 : La courbe de puissance absorbée $P = f(Q)$



Elle exprime les puissances absorbées par la pompe en fonction des débits, pour les pompes centrifuges c'est une branche de parabole dont la concavité est tournée vers le bas.

V-4 : Courbe caractéristique d'une conduite :

Connaissent les caractéristiques d'une canalisation (longueur, diamètre, rugosité des parois) et des accessoires qui s'y trouvent intercalés, il est possible de calculer pour différents débits possible qui la traversent, les pertes de charges totales :

$$\Delta H = 1,1 \lambda \frac{L}{D} \frac{V_m^2}{2g} \dots\dots\dots(V-1)$$

La vitesse (V_m) peut s'exprimer à partir de l'équation de continuité :

$$Q = V_m \cdot S \dots\dots\dots(V-2)$$

$$\text{Avec } S = \pi \frac{D^2}{4} \Rightarrow V_m = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}$$

En remplaçant la vitesse par sa valeur :

$$\Delta H = \frac{1,1 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times D^2 \times g} = K \cdot Q^2 \text{ donc } \Delta H = KQ^2 \dots\dots\dots (V-4)$$

$$K = \frac{1,15.8 \cdot \lambda \cdot L}{\pi^2 \cdot D^5 g} \dots\dots\dots (V-5)$$

Où :

- L : longueur de la canalisation [m] ;
- D : Diamètre de la conduite [m] ;
- V_m : Vitesse moyenne de l'écoulement [m/s] ;
- λ : Coefficient de frottement;
- g : Accélération de la pesanteur [m/s²].

V-5 : Choix des pompes en parallèle ou en série

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit. Les couplages existants sont :

- **Couplage en série**
- **Couplage en parallèle**



Les critères de choix du nombre de pompe sont :

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

Pour notre projet on détermine le nombre des pompes à l'aide du logiciel CAPRARI

V-5-1: Refoulement SP1-Réservoir tampon DRAA EL HDJAR

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes pour ce tronçon sont notées dans le tableau ci-après :

Tableau V-1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP1

n	Q app (m3/h)	HMT _{app} (m)	Type de pompe	n(%)	HMT (m)	Vtesse (tr/min)	Nbre d'etage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	283.73	130.5	PM125/2D	75.3	175	2950	2	134	6.87	125
2	141.87	130.5	PM100/2A	77.4	146	2950	2	54.2	3.59	100
3	94.57	130.5	PM100/2B	76.9	146	2950	2	52.9	3.48	100
4	70.93	130.5	PM80/3B	74.1	156	2950	3	35.5	2.99	80
5	56.75	130.5	PM100/7A	74.7	143	1450	7	27	2.03	100
6	47.28	130.5	PM100/8B	73.8	144	1450	8	25.5	1.9	100

A partir du tableau ci-dessus on opte pour un nombre de pompe égale à trois (03) plus (01) pompe de secours, vue le rendement, et le nombre de pompe en parallèle .ces pompes à installer dans la station de pompage N⁰1 sont de type : **CAPRARI PM100/2B**

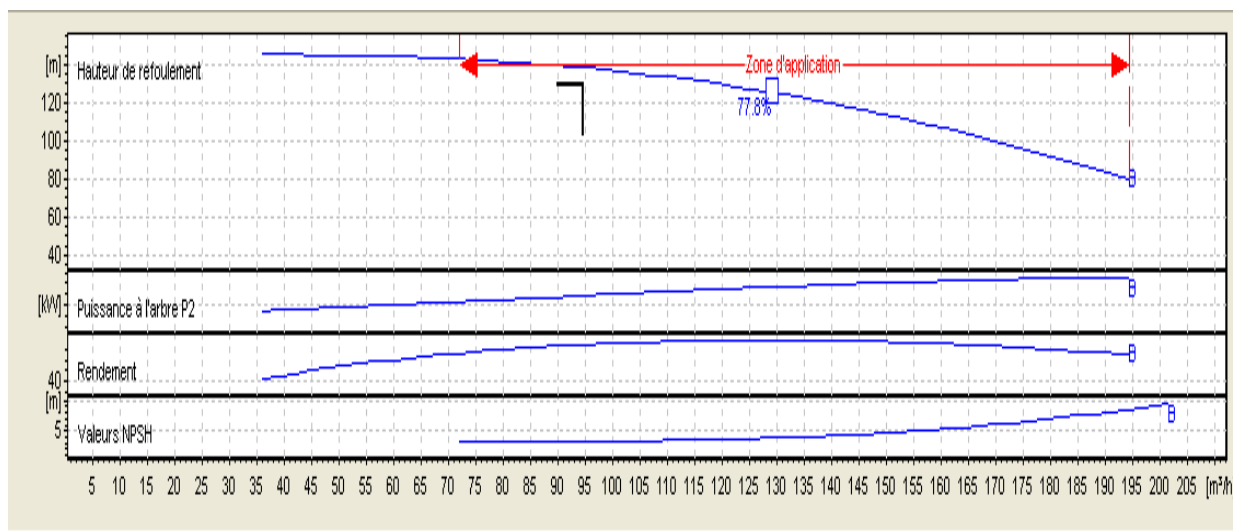


Figure V-1 : Courbes caractéristiques de la pompe choisie pour SP1

V-5-2 : Refoulement SP2-Réservoir tampon d’OULED SERRINE

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes pour ce tronçon sont notées dans le tableau ci-après :

Tableau V-2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	283.73	97.36	PM125/2F	73.6	140	2950	2	91.4	5.88	125
2	141.87	97.36	PM80/3A	68.1	181	2950	3	49	7.5	80
3	94.57	97.36	PM80/2A	75	121	2950	2	29.9	3.68	80
4	70.93	97.36	PM100/6B	75.3	108	1450	6	20.3	1.9	100
5	56.75	97.36	PM65/3B	69.7	114	2950	3	21.6	2.75	65
6	47.28	97.36	PM65/3C	67.2	98	2950	3	16.4	1.81	65

A partir du tableau ci-dessus on opte pour un nombre de pompe égale à trois (03) plus (01) pompe de secours, vue le rendement, et le nombre de pompe en parallèle .ces pompes à installer dans la station de pompage N^o1 sont de type : **CAPRARI PM80/2A**.

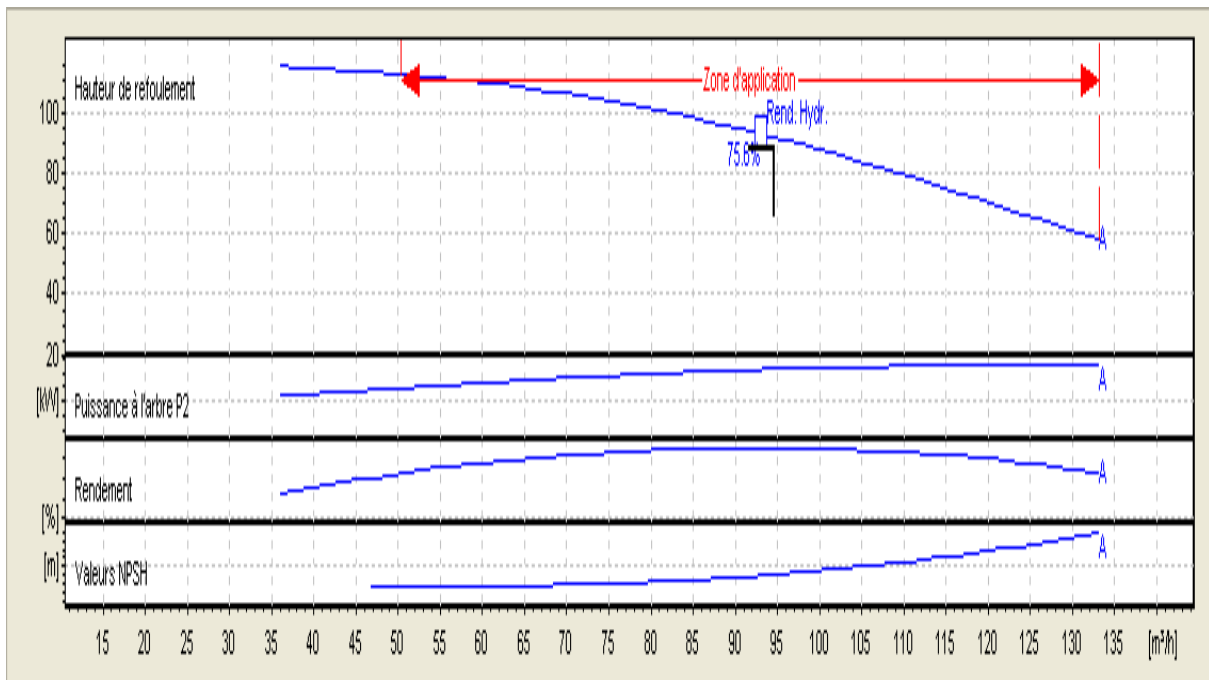
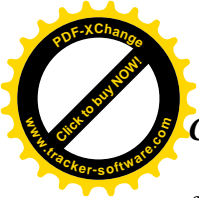


Figure V-2 : courbes caractéristique de la pompe choisie pour SP2

V-6 : Points de fonctionnement des pompes

Le choix de la pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement qui est obtenu par l’intersection de la courbe caractéristique de la pompe, et celle de la conduite de refoulement, si le point de



fonctionnement ne correspond pas aux conditions de marche données, des modifications seront susceptibles d'être apportées sur le fonctionnement, et le dimensionnement de la pompe.

Ce point doit être le plus proche possible du rendement optimal de la pompe pour un débit et une puissance donnée.

❖ **Courbe caractéristique de la conduite**

Connaissant les caractéristiques d'une canalisation (longueur, diamètre, rugosité des parois) et des accessoires qui s'y trouvent intercalés, il est possible de calculer pour différents débits possible qui la traversent et les pertes de charges totales les valeurs de l'équation de la courbe caractéristique de la conduite qui est une parabole, cette équation est la suivante :

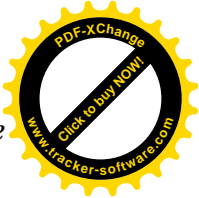
$H_c = H_g + \Delta H_t$ (V-6)

Avec : H_g : Hauteur géométrique

ΔH_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) est donnée par la formule (V-2)

Tableau V-3 : calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1-RT2 (Draa el hdjar).

3Q(m³/h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	Dec(mm)	λ	ΔH _p	ΔH _t (m)	H _c (m)
0	125	1841.7	350	0.027	0	0	125
30	125	1841.7	350	0.027	0.05	0.063	125.063
60	125	1841.7	350	0.027	0.22	0.25	125.25
90	125	1841.7	350	0.027	0.49	0.56	125.563
120	125	1841.7	350	0.027	0.87	1	126.001
150	125	1841.7	350	0.027	1.36	1.56	126.563
180	125	1841.7	350	0.027	1.96	2.25	127.251
210	125	1841.7	350	0.027	2.66	3.06	128.064
240	125	1841.7	350	0.027	3.48	4	129.002
270	125	1841.7	350	0.027	4.4	5.07	130.066
300	125	1841.7	350	0.027	5.44	6.25	131.254
330	125	1841.7	350	0.027	6.58	7.57	132.567
360	125	1841.7	350	0.027	7.83	9.005	134.005



Le point de fonctionnement de la pompe choisie est donné par la figure suivante :

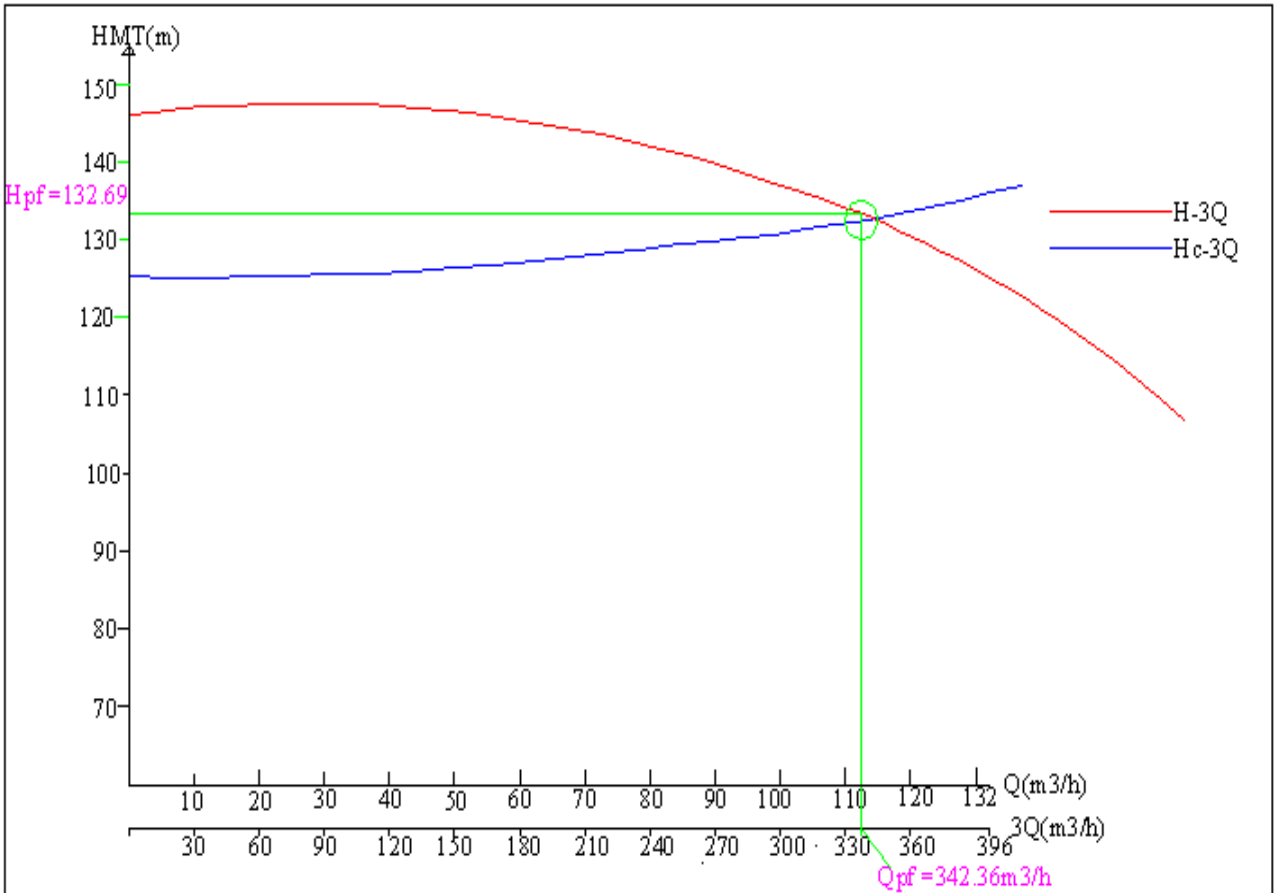


Figure V-3 : Point de Fonctionnement de la pompe choisie

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (PF) sont:
 $Q_{pf} = 342.36 \text{ m}^3/\text{h} > 283.73 \text{ m}^3/\text{h}$
 $H_{pf} = 132.69 \text{ m} > 130.5 \text{ m}$

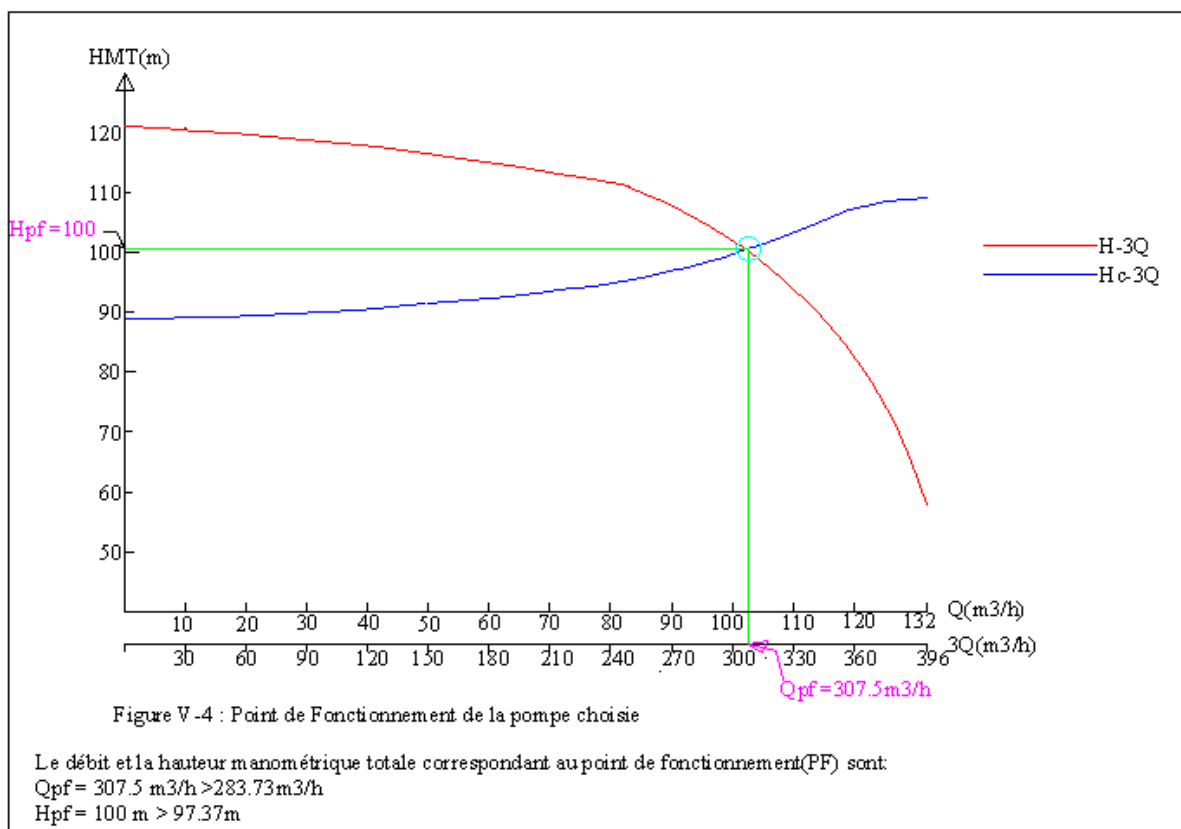
Tableau V- 4: calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP2-RT2(Ouled serrine) ;

N ⁰	3Q(m ³ /h)	H _g	L _{ref} (m)	Dec(mm)	λ	ΔH _p	ΔHt(m)	Hc(m)
		(m)						
1	0	89	2800	350	0.027	0	0	89
2	60	89	2800	350	0.027	0.322	0.371	89.37
3	90	89	2800	350	0.027	0.726	0.834	89.83
4	120	89	2800	350	0.027	1.290	1.483	90.48
5	150	89	2800	350	0.027	2.015	2.318	91.32
6	180	89	2800	350	0.027	2.902	3.337	92.34
7	210	89	2800	350	0.027	3.950	4.542	93.54
8	240	89	2800	350	0.027	5.159	5.933	94.93
9	270	89	2800	350	0.027	6.530	7.509	96.51

Suite de tableau V-4

10	300	89	2800	350	0.027	8.061	9.270	98.27
11	330	89	2800	350	0.027	9.754	11.217	100.22
12	360	89	2800	350	0.027	11.608	13.349	102.35
13	396	89	2800	350	0.027	14.046	16.153	105.15

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la Pompe est donnés sur la figure suivante :

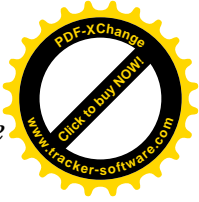


V-7 : Fonctionnement optimal des pompes

Le profil de charge de l’installation est nécessaire et son étude doit permettre d’opter pour le meilleur système de pompage et de le dimensionner en conséquence, l’objectif recherché est de faire fonctionner le système à son meilleur rendement hydraulique et électrique possible. Pour cela on dispose plusieurs cas possible :

➤ **Débit pompé > Débit demandé :**

Le débit pompé est supérieur au débit demandé ou appelé, on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :



1-Réglage qualitatif : Diminution de la vitesse de rotation du moteur de la pompe, on garde les mêmes dimensions et on change le nombre de tours (la vitesse de rotation) .

La nouvelle vitesse de rotation sera :

D'après les lois de similitudes :

- La similitude géométrique : $\lambda = 1$
- La similitude cinématique : $K = N/n$

$\Rightarrow Q_{pf} / Q_{app} = K$ et $H_{pf} / H_{app} = K^2$

$\frac{Q_{pf}}{Q_{app}} = \frac{N}{n} \Rightarrow n = N * \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} (Tr / min) \dots \dots \dots (V - 6)$

Avec : N : la vitesse initiale de la pompe.
n : la nouvelle vitesse de la pompe.

- L'équation de la courbe de proportionnalité : $H = a * Q^2 \dots \dots \dots (V-7)$

Avec :

$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2}$

2- Réglage quantitatif : par le vannage c'est-à-dire fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots \dots \dots (V - 8)$

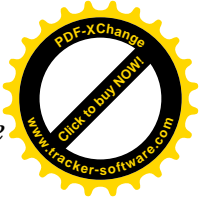
Avec : $\eta_{inst_{ap,van}}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{inst_{av,van}}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m) ;

h_v : Différence entre la hauteur H_c ' et la hauteur appelée

$h_v = H_c ' - H_{app} \dots \dots \dots (V-9)$



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

3- Rognage : c'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé sans l'abaissement du rendement, de la manière suivante :

On utilisant les lois de similitude, pour obtenir l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \dots \dots \dots (V-10)$$

Avec : Q_{app} : Débit demandé ou débit appelé ;

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

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue est donné par l'équation suivante :

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}} \dots \dots \dots (V-11)$$

Avec : Q_E : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ;

D_{ext} : Diamètre extérieur de la roue avant le rognage ;

d_{ext} : Diamètre extérieur de la roue après le rognage ;

Rendement du rognage :

$$R = (1-m) * 100$$

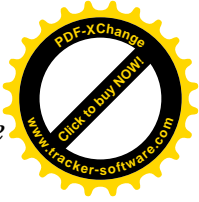
Avec : R : rendement de rognage (%) ;

$$m : \text{coefficient de rognage ; } m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}} \dots \dots \dots (V-12)$$

Le rognage est efficace si le rendement de rognage est inférieur à 15%.

4- Diminution des heures de pompage :

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est :



$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots \dots \dots (V - 14)$$

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

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;

Q_{pf} : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

5 – Changement complètement de la pompe.

➤ **Débit pompé < Débit demandé**

Le débit pompé est inférieur à celui appelé, donc le réglage se fait par :

Quantitatif : augmentation de la vitesse de rotation du moteur de la pompe

1-Changement du type de pompe.

2-Accouplement des pompes.

➤ **Débit pompé = Débit demandé** : dans ce cas y'a pas de réglage.

V-7-1 : Refoulement Sp1- Réservoir Tampon DRAA EL HDJAR

a. Réduction de la vitesse de rotation :

- l'équation de la courbe de proportionnalité :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} * Q^2 = \frac{130.5}{(283.73/3600)^2} * Q^2 = 21009Q^2$$

Tableau V-4 : courbe de proportionnalité

Q(m3/s)	0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300
H(m)	0	1.46	5.85	13.13	23.34	36.47	52.52	71.49	93.37	118.17	145.89

- La nouvelle vitesse de la pompe :

$$n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 2950 \frac{94.57}{114.12} = 2444 \text{Tr / min}$$

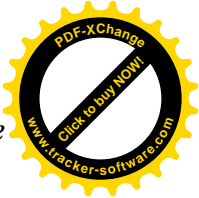
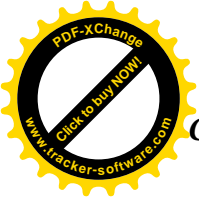
- La puissance absorbée :

$$P_{abs} = \frac{9.81 * 94.57 * 130.5}{0.75 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 44.84 \text{Kw}$$

b – Vannage :

- H_c'=138.52m

- hv = 138.52-130.5 ⇒ hv=8.02m.



- le rendement avant le vannage est de 74.3% (on projete le débit appelé sur la courbe caractéristique de rendement)

$$\eta_{ap,van}^{inst} = 74.3 * \frac{130.5}{130.5 + 8.02} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = \mathbf{69.99\%}$$

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$

Avec : n : nombre de pompe en parallèle ; d'où : $Q = \frac{283.73}{3} = 94.58 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_{abs} = \frac{9.81 * 94.58 * 138.52}{0.69 * 3600} = \mathbf{51.74 \text{ Kw}}$$

c-Rognage :

- L'équation de la droite de rognage est : $H = \frac{130.5}{283.73} * Q \Rightarrow H = 0.456Q$.
- Le diamètre de la roue après le rognage, sera :

$$d_{ext} = 100 * \sqrt{\frac{283.73}{304.77}} = \mathbf{96 \text{ mm}}$$

- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{283.73}{304.77}} = \mathbf{0.93}$
- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0.93) * 100 \Rightarrow R = \mathbf{7\%} < 15\%$ donc le rognage est une solution efficace.
- La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9.81 * 94.75 * 130.5}{0.75 * 3600} = \mathbf{44.93 \text{ Kw}}$.

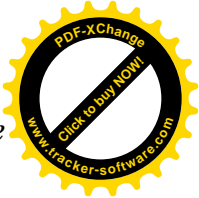
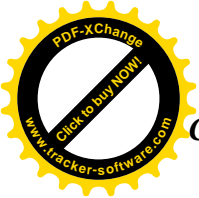
d- Diminution du temps de pompage :

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{283.73}{342.36} * 20 \Rightarrow t' = \mathbf{16 \text{ h } 34 \text{ min}}$
- Le rendement correspondant au débit $Q_A = 283.73 \text{ m}^3/\text{h}$ est : $\mathbf{74.3\%}$

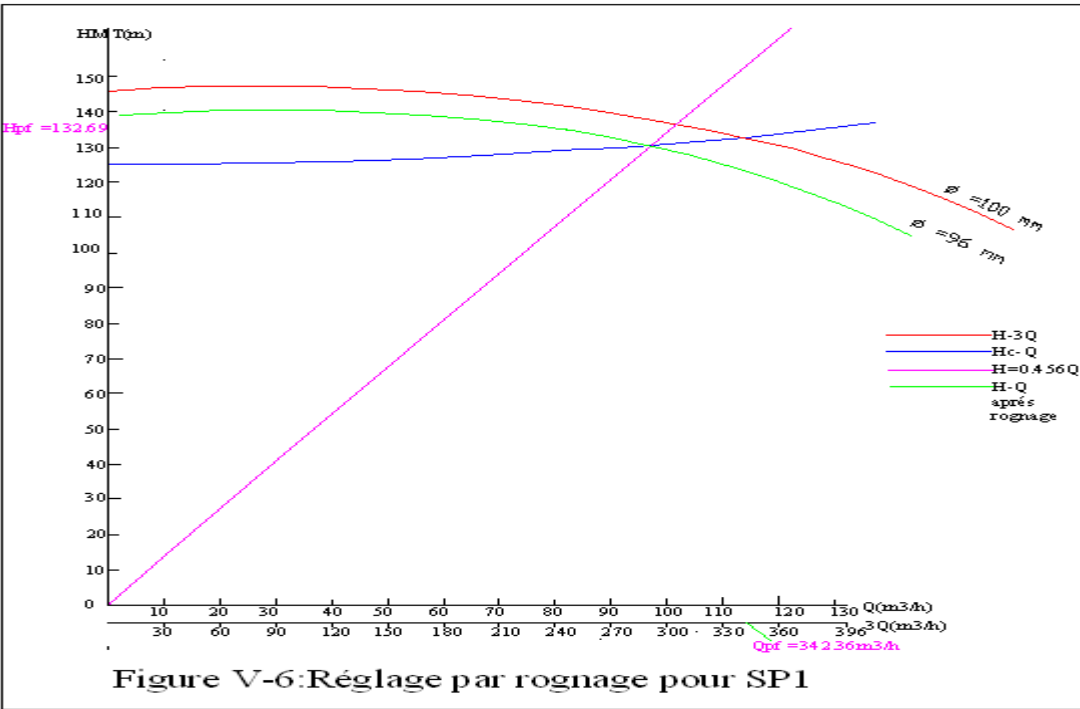
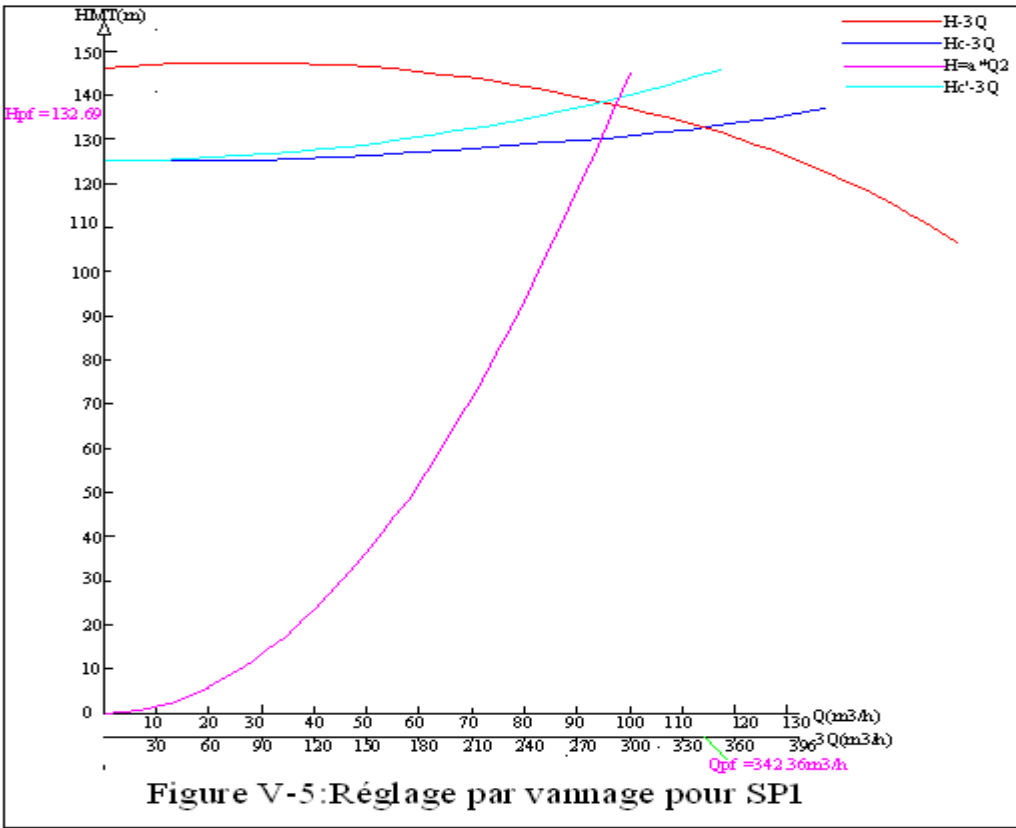
On détermine la nouvelle puissance absorbée sachant que : $Q = \frac{Q_a}{n}$ Avec : n : nombre

de pompe en parallèle d'où : $Q = \frac{283.73}{3} = \mathbf{94.57 \text{ m}^3/\text{h}}$

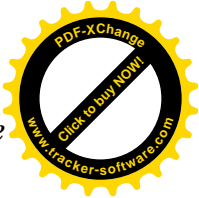
- La puissance après diminution du temps de pompage est :



$$P_{abs} = \frac{9.81 * 94.57 * 130.5}{0.743 * 3600} = 45.26 \text{Kw.}$$



V-7-2 : Refoulement Sp2- Réservoir Tampon OULED SERINE



- a- Réduction de la vitesse de rotation :
- L'équation de la courbe de proportionnalité :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} * Q^2 = \frac{97.36}{(283.73/3600)^2} * Q^2 = 15673.83Q^2$$

Tableau V-3 : l'équation de la courbe de proportionnalité

Q(m3/s)	0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300
H(m)	0	1.08	4.35	9.8	17.41	27.21	39.18	53.33	69.66	88.17	108.84

- **La nouvelle vitesse de la pompe :**

$$n = N \frac{Q_{app}}{Q_E} = 2950 \frac{94.57}{102.5} = 2222 \text{ Tr / min}$$

- **La puissance absorbée :**

$$P_{abs} = \frac{9.81 * 94.57 * 97.37}{0.75 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 33.46 \text{ Kw}$$

b – Vannage :

$$H_c = 107.31 \text{ m}, h_v = 105.63 - 97.37 \Rightarrow h_v = 8.26 \text{ m.}$$

- le rendement avant le vannage est de 75% (**projection du débit appelé sur la courbe caractéristique du rendement**)

$$\eta_{inst_{ap.van}} = 75 * \frac{97.37}{97.37 + 8.26} \Rightarrow \eta_{inst_{ap.van}} = 69.14\%$$

- On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$

Avec : n : nombre de pompe en parallèle ; d'où : $Q = \frac{283.73}{3} = 94.58 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_{abs} = \frac{9.81 * 94.58 * 105.63}{0.6914 * 3600} = 39.38 \text{ Kw}$$

c-Rognage :

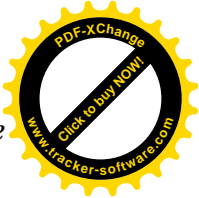
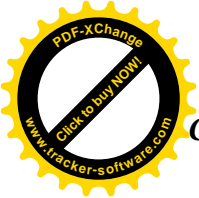
- L'équation de la droite de rognage est : $H = \frac{97.37}{283.73} * Q \Rightarrow H = 0.343Q.$

- Le diamètre de la roue après le rognage, sera :

$$d_{ext} = 80 * \sqrt{\frac{283.73}{302.85}} = 75 \text{ mm.}$$

Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{293.73}{302.85}} = 0.97$

- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0.97) * 100 \Rightarrow R = 3\% < 15\%$ donc le rognage est une solution efficace.



- La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9.81 * 94.75 * 98}{0.75 * 3600} = 33.73 \text{ Kw.}$

d- Diminution du temps de pompage :

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{283.73}{307.5} * 20 \Rightarrow t' = 18\text{h}27\text{min}$
- Le rendement correspondant au débit $Q_A=283.73\text{m}^3/\text{h}$ est : 75 %

on détermine la nouvelle puissance absorbée sachant que : $Q = \frac{Q_a}{n}$

Avec : n : nombre de pompe en parallèle d'où : $Q = \frac{283.73}{3} = 94.57\text{m}^3/\text{h}$

- La puissance après diminution du temps de pompage est :

$$P_{abs} = \frac{9.81 * 94.57 * 97.37}{0.75 * 3600} = 33.67\text{Kw.}$$

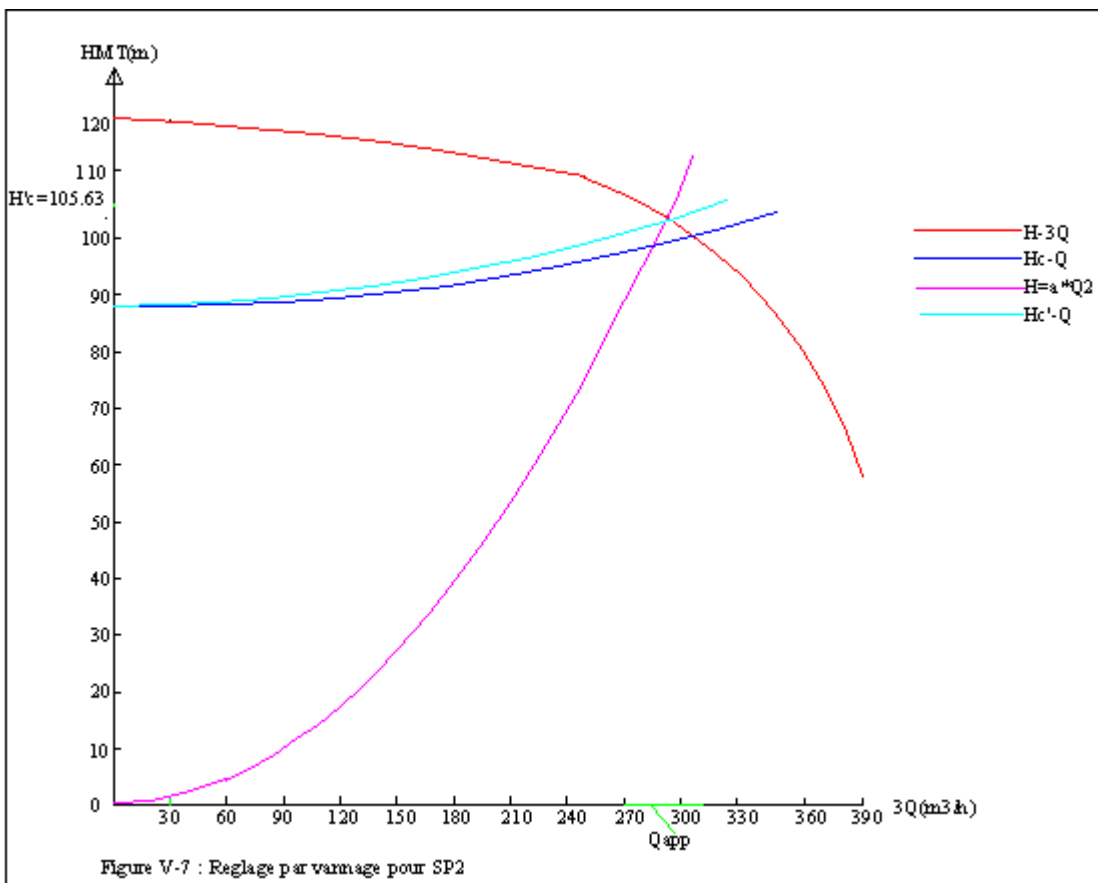
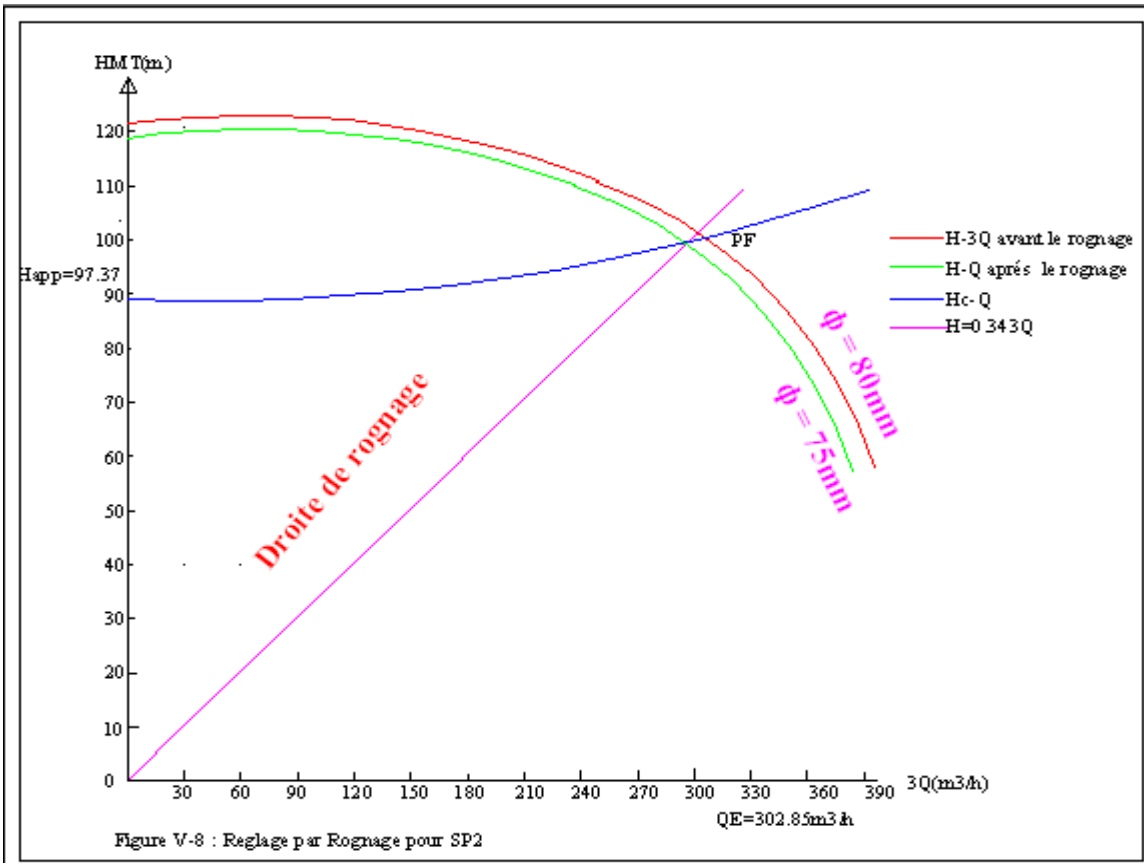
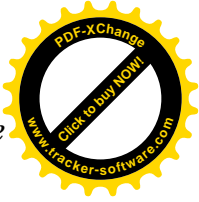


Figure V-7 : Reglage par varnage pour SP2



Conclusion :

Pour mieux gérer les installations des stations de pompage, le choix du mode de réglage est nécessaire du point de vue économique est technique .pour notre projet on opte un réglage par rognage des roues des pompes.

V-8 : 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.

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

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

Tel que : $(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots \dots \dots (V - 15)$

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

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

r : marge de sécurité, $r = (0.3-0.5) m$.

Le phénomène de cavitation est reconnaissable par :

- Une chute des courbes caractéristiques de la pompe (diminution du débit et de la pression) ;
- Chocs et vibrations notables ;
- Des bruits de cailloux brassés

Ce phénomène de cavitation est dû à la baisse de pression occasionnée par :

- L'élévation géométrique au dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe ;
- Les pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- L'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement particulièrement importante dans la roue de la pompe.

Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

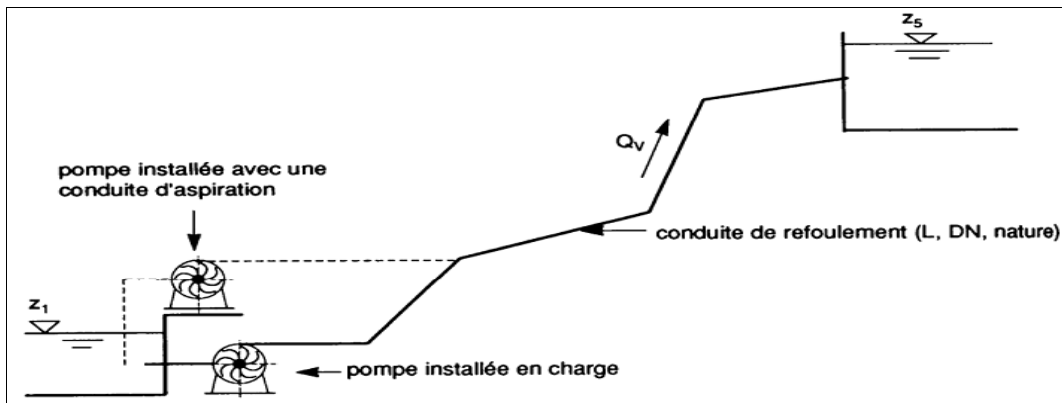


Figure V-6 : Exemples d'installations (en charge, en aspiration).

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r$ (V-16)

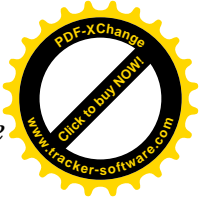
Pour les installations en aspiration : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r$(V-16)

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$\nabla_{min} = C_p - h + h_{mc}$ (V-17)

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;



h : hauteur d'eau dans le réservoir (m)

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) m.

La hauteur d'aspiration admissible est déterminée par les relations suivantes :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - p_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad \text{Installation en charge ; (V-18)}$$

$$h_{asp}^{adm} = p_{atm} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad \text{Installation en aspiration ; (V-19)}$$

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

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

Application numerique :

$$p_{atm} = 10.33 - 0.00139 * H \quad \text{..... (V-20)}$$

Tel que : H : altitude de la station

T_v : la tension de vapeur d'eau, sera fixée à une température de 20⁰c pour notre cas

$$T_v = 0.24$$

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

$$\Delta h_{asp} = (1.1 - 1.15) * \Delta h_{asp}^{lin}$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0.001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5.3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5.3}} \right) \quad \text{..... (V-21)}$$

Avec : L_r : Longueur du collecteur d'aspiration ; L_r=20m ;

l_r : Longueur de la conduite d'aspiration, l_r =1.5m

Q_a : Débit refoulé par une seul pompe (m³/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n}$$

Tel que : n : nombre de pompe en parallèles.



D_c : Diamètre du collecteur d'aspiration (m).

D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\Pi * V_c}}(V - 22)

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s) .on prend V_c=1.2m/s ;

D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration ;

D_a = (1,2-1,5)*DNI (V-23)

Avec : DNI : diamètre de la tubulaire d'aspiration (mm).

Tableau VI-3 : Récapitulatif des calculs du calage des pompes des trois stations.

Table with 11 columns: paramètres, Pat (m), Da (mm), Va (m/s), Dc (mm), Vc (m/s), Δh_asp (m), NPSHr (m), h_asp^adm (m), ∇_min (mNGA), ∇_axe (mNGA). Rows for SP1 and SP2.

V-9 : Choix des moteurs d'entrainement :

V-9-1 : Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
➤ Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
➤ Tension d'alimentation fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

V-9-2 : Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

N_m = N_p ± 200 tr/mn (V-24)

Où:

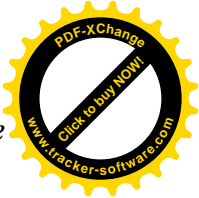
N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), N_{mot} = 2900 tr/min.

V.9-3 : Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} (V-25)



P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (90-95) \%$,

On prend : $\eta_m = 90 \%$.

K : coefficient correcteur, il fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau : Coefficient de correction en fonction de la puissance

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	$\gamma > 200$
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

Application :

Pour la présente étude les caractéristiques du moteur sont données directement par le logiciel Caprari et elles sont comme suit :

Pour la station de pompage 1 :

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 75 Kw
- Type de moteur 3~
- Courant nominal -A
- Classe d'isolation F
- Degré de protection IP 55

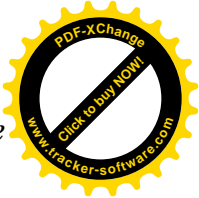
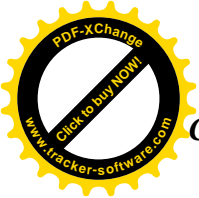
V-12 : Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage N 1 :

Les détails de la station de pompage N1 seront livrés dans la planche N°6.

V-12-1 : Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage N 2 :

On s'intéresse pour les trois parties suivantes :

1. Choix du bâtiment : on distingue plusieurs types de bâtiment qui dépendent de la construction de la station de pompage selon les paramètres suivants :



- Mode de raccordement prise d'eau – station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leurs disponibilités ;
- Condition climatique de la région ;
- L'encombrement des pompes et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain ;

Partie souterraine : cette partie doit être conçue à fin de supporter toute les contraintes qu'elle va subir.

Partie supérieure : (salle des machines, salle annexe) :

Le bâtiment est construit sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plateforme de montage et de démontage, une salle annexe pour le bureau d'exploitation, salle de stockage, salle de commande ou se trouve les armoires électrique.

• **Hauteur de bâtiment :**

Elle est calculée comme suit :

• $H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots\dots\dots (V-26)$

Où :

• $H_5 = H_p + H_s + H_r \dots\dots\dots (V-27)$

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = h_1 + h_2$;

A.N : $H_p = 575\text{mm}$

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3$ m

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_5 = 0,575 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1.375$ m

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6=2,2$ m ;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3\text{m}$;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8$ m ;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_b = 1,375 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.175\text{m}$

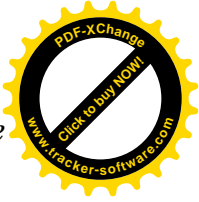
Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment **$H_b = 5,5$ m.**

• **Longueur du bâtiment :**

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

• $L_b = n*L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \dots\dots\dots (V-28)$



n: nombre de pompes, n = 4 (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = L_{pe} + L_m$;

L_{pe} : longueur de la pompe, $L_{pe} = 1272$ mm ;

L_m : longueur du moteur, $L_m = 956$ mm ;

A.N : $L = 1272 + 956 \Rightarrow L = 2228$ mm, soit: $L = 2,228$ m.

$L = 4 * 2.228 \Rightarrow L = 8.912$ m.

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8-1,2)$ m,

On prend : $L_{int} = 1,2$ m.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 3$ m.

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3)$ m ;

On prend : $L_r = 3$ m.

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 4$ m ;

A.N : $L_b = 8.912 + 1,2 + 3 + 3 + 4 \Rightarrow L_b = 22$ m.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **22 m**.

Largeur du bâtiment :Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \dots\dots\dots (V-29)$$

s : épaisseur du mur, s = 0,2 m ;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3$ m ;

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 1,2$ m ;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \dots\dots\dots (V-30)$$

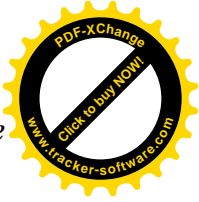
Où :

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 2,228$ m ;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 * D_a$

A.N : $l_{tr} = 2*300 \Rightarrow l_{tr} = 0,6$ m ;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tasp} = 0,9$ m ;



l_c : longueur du convergent, $l_c = 1,4$ m ;

A.N: $l_3 + l_4 = 2,228 + 0,6 + 0,9 + 1,4 \Rightarrow l_3 + l_4 = 5,128$ m

A.N: $l_b = 0,3 + 1,2 + 5.128 + 2*0,2 \Rightarrow l_b = 7,02$ m

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **7,1m**.

V.10.2. Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3,2*3**
- ✓ porte secondaire : **2,5*1,6**

V.10.3. Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

Sur la façade de la largeur de la station :

$$\sum S_f = 0,1 * 5.175 * 7.1 \Rightarrow \sum S_f = 3.67 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera : $n = \frac{\sum S_f}{S_f} \dots\dots\dots (V-31)$

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,5 * 3)$;

$n = 15.62 / 4.5 = 1$ fenêtres

Sur la façade de la longueur de la station :

$$\sum S_f = 0,1 * 22 * 5.175 \Rightarrow \sum S_f = 11.385 \text{ m}^2$$

$n = 11.385 / 4.5 = 2.53$ on prend 3 fenêtres

Conclusion : le nombre de fenêtre est pris égale a 2 fenêtres sur les deux cotés de la largeur de la station et 4 fenêtres sur les deux cotés longueur (puisque notre station de pompage à une forme rectangulaire).

• **Dimensionnement des marches d'escalier :**

- ✓ hauteur : **17 cm** ; largeur : **30 cm** ; pente : **1/1,75**.

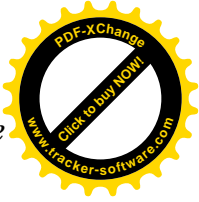


Tableau V.7: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
22	7,1	5.2	0,3	1,5*3	2,5*1,6	3,2* 3

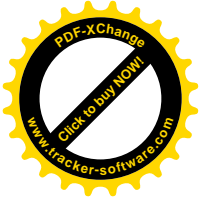
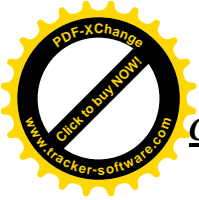
Conclusion :

D’après l’étude faite pour ce projet on a opter un choix de pompe a l’aide de logiciel CAPRARI, ce choix nous permet de satisfaire les besoins des deux communes qui est le débit appelé , après on a utilisé le meilleur mode de réglage



CHAPITRE VI

Protection anti Béliér



Introduction

Le fonctionnement d'un réseau de conduites, en régime transitoire, est caractérisé par des pressions et vitesses variables dans le temps contrairement au cas du régime permanent. Ces variations sont accompagnées par le phénomène de propagation des ondes de pression qui parcourent le réseau pendant un certain temps jusqu'à leur amortissement et l'établissement d'un nouveau régime permanent.

Pour cela, Les stations de pompage doivent être aménagées des équipements de protection contre ce phénomène pour faire face, à la fois, aux surpressions et aux dépressions qui peuvent se manifester dans les conduites de refoulement.

VI – 1 : Définition des coups de bélier :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la conduite. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

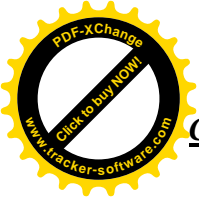
C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

VI-2: Causes du coup de bélier

Les principaux causes sont :

- l'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- la mise en marche ou l'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- la disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- la mauvaise utilisation des appareils de protection.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.

VI-3 : Conséquences du coup de bélier :



En raison de valeurs très élevées de la pression par rapport à celles de service ce phénomène est susceptible d'entraîner :

- Eclatement de la conduite par surpression ;
- Ecrasement de la conduite dans le cas d'une dépression ;
- Déboitement de la conduite et rupture des joints ;
- Déboitement des accessoires (vannes, robinets,...).

Il est donc capital de prévoir et d'étudier ces phénomènes transitoires à fin de réduire leurs effets par l'utilisation de dispositifs spéciaux et le dimensionnement correct des différents composants d'une installation.

VI-4 : Analyse physique du phénomène

Dans le cas d'une conduite de refoulement en fonctionnement permanent, dont le débit Q_0 se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction, en admettant une élasticité de la conduite et une compressibilité de l'eau et en supposant que la colonne liquide est constituée de tranches infiniment rapprochées.

- **Exemples :**

1. **Cas d'arrêt brusque d'une pompe :**

Au moment où survient l'arrêt brusque, quatre phases peuvent être alors envisagées :

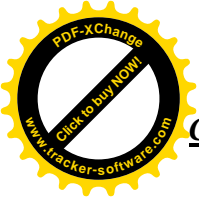
a- Première phase : L'eau continue son ascension mais la conduite n'est pas alimentée. Il va donc se produire à partir de la pompe une dépression de tranche en tranche ; l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par des diminutions élastiques de son diamètre, l'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse "a", et si la distance entre la pompe et le réservoir est "L", le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est : $\frac{L}{a}$;

Au bout de ce temps, la conduite est totalement en dépression, et l'eau est immobile.

b- Deuxième phase : Grace à son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche.

A partir de réservoir les tranches successives se décontractent si bien que l'eau peut redescendre et au bout de temps $\frac{L}{a}$ (c.à.d. $2 \frac{L}{a}$ depuis l'origine). Toute l'eau est redescendue et se trouve arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui c'est bien sûr s'est fermé ;

c- Troisième phase : La première tranche de fluide en contact avec le clapet, va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de



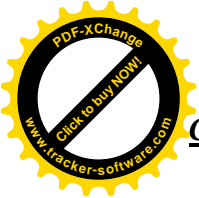
pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout de temps $\frac{L}{a}$ (c.à.d. $3 \frac{L}{a}$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression ;

d- Quatrième phase : L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps $\frac{L}{a}$ (c.à.d. $4 \frac{L}{a}$ depuis l'origine) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe. Le phénomène se produirait indéfiniment s'il n'était pas freiné par les pertes de charge.

2. Cas de fermeture brusque d'une vanne :

- Considérons, dans un premier temps, un réservoir se vidangeant par une vanne en position ouverte. La vitesse dans la canalisation est V_0 .

- A un instant donné, la fermeture brutale de la vanne stoppe instantanément le fluide au voisinage de celle-ci. Compte tenu de son inertie, l'eau pousse fortement sur la vanne. Une surpression importante se crée dans la zone où la vitesse s'annule.
- A l'amont de la vanne, l'eau se comprime faiblement et la canalisation gonfle. Tranche par tranche les particules liquides transforment la vitesse en surpression. On observe ainsi la formation et la progression d'une onde de choc. Celle-ci remonte de la vanne où elle a pris naissance vers le réservoir.
- L'onde de choc atteint le réservoir. La conduite entière est en surpression et la vitesse de l'eau est nulle. Le réservoir est à niveau d'eau constant. Sa pression ne pouvant quasiment pas varier, le réservoir impose donc la pression à l'entrée de la conduite.
- La pression dans le réservoir étant beaucoup plus faible que la surpression dans la conduite, la canalisation, au voisinage du réservoir, va retrouver sa forme initiale. La diminution du diamètre de la conduite va chasser l'eau vers le réservoir à la vitesse V_0 . De proche en proche ce phénomène se produit et crée ainsi une onde de choc se déplaçant cette fois-ci vers la vanne.
- Dès que l'onde atteint la vanne, la conduite entière retrouve quasiment sa pression d'origine et sa vitesse initiale inversée. La vanne étant toujours fermée, la vitesse de l'eau à son voisinage est nulle.



- Compte tenu de son inertie, l'eau au voisinage de la vanne entre en dépression et la conduite diminue son diamètre. Une onde de choc en dépression se crée et se déplace vers le réservoir.

Comme précédemment, le réservoir impose la pression au niveau de l'entrée de la conduite. La conduite retrouve alors sa forme initiale. Le volume d'eau manquant est pris dans le réservoir et la conduite retrouve sa vitesse initiale Vo. L'onde arrive au niveau de la vanne et on retrouve la configuration initiale.

Remarque : L'analyse de phénomène dans le cas d'un arrêt brusque (fermeture rapide d'une vanne) dans un écoulement gravitaire d'eau, dans une conduite d'adduction provenant d'un réservoir, est exactement la même que celle de refoulement sauf cette fois qu'elle commence par une surpression puis se termine par une dépression. Il suffit donc de reprendre la même explication donnée ci-dessus, en commençant par la troisième phase, puis la quatrième puis la première phase et enfin la deuxième phase.

VI -5 : Protection de la conduite gravitaire contre le coup de béliér :

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de béliér, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots (VI-1)$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

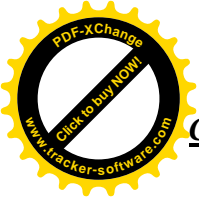
e : épaisseur de la conduite (mm) ;

➤ **Pour D = 200 mm**

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 * \frac{250}{8}}} \Rightarrow c = 1110 \text{ m/s}$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{c} \dots\dots\dots (VI-2)$$



t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

$$A.N : t_r = \frac{2 * 2600}{1110} \Rightarrow t_r = 4.68 \text{ s.}$$

Afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de béliér, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à **4.68 s**.

Même raisonnement pour les autres tronçons :

Le tableau suivant représente les valeurs des temps de fermeture des robinets vannes :

Tableau VI-1: les valeurs de temps de fermeture des robinets vannes.

Tronçon	Diamètre (mm)	La célérité (m/s)	Tr (s)
RT - Piquage	200	1156.33	6.92
Piquage- R Souk el khmis	160	1198	0.23
Piquage- R EL MOKRANI	110	1256.8	5.25

VI-6 : Moyens de protection de la conduite de refoulement contre le coup de béliér

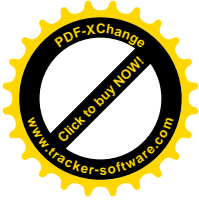
Les effets néfastes du phénomène ne peuvent être totalement éliminés mais il existe des moyens de protection à mettre en œuvre pour limiter le coup de béliér à une valeur admissible et compatible avec la résistance des installations. Les appareils anti béliér les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie, qui interviennent dans la protection contre les dépressions
- Les soupapes de décharge qui interviennent contre les surpressions ;

Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois, dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

a- Les cheminées d'équilibre : sont établies à la station de pompage ou bien sur le tracé de refoulement quand celui-ci comporte des points hauts.

Elles servent à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et à en réserver en cas de surpression. Elles sont établies pour des hauteurs géométriques faibles et des conditions topographiques favorables.



b- Soupape de décharge : C'est un organe qui s'ouvre et laisse passer un certain débit, lorsque la pression intérieure dépasse une valeur prédéterminée ; elle peut protéger efficacement contre les surpressions, à condition d'être bien entretenue.

c- Volant d'inertie : calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant lui restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélièr. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Cet appareil n'est valable que pour la protection des conduites dont la longueur est inférieure ou égale à 100 m, et de faible diamètre.

d- Réservoirs d'air : l'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Conclusion :

Les soupapes de décharge utilisées uniquement comme protection contre la surpression par contre les volants d'inertie utilisés comme protection contre les dépressions, les cheminées d'équilibre sont des ouvrages coûteux (hauteur généralement très élevé). Enfin les réservoirs d'air nous permettent un bon fonctionnement, une bonne sécurité, et pas de pertes d'eau, donc on propose ce moyen comme protection des installations dans ce projet.

VI-7 : Principe de fonctionnement

Le réservoir contient de l'eau et de l'air, en marche normale, la pression de l'air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe électrique, la pompe ne fournit plus de pression donc le clapet se ferme et l'air contenu dans la cloche se détend en refoulant de l'air dans la conduite puisque la pression de cet air est supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de celle-ci, ce qui provoque la diminution de la vitesse de l'eau jusqu'à s'annuler, par conséquent l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche entraînant la compression de l'air, la dissipation rapide de l'énergie de l'eau s'obtient en interposant un organe d'étranglement entre la cloche à air et la conduite de refoulement.

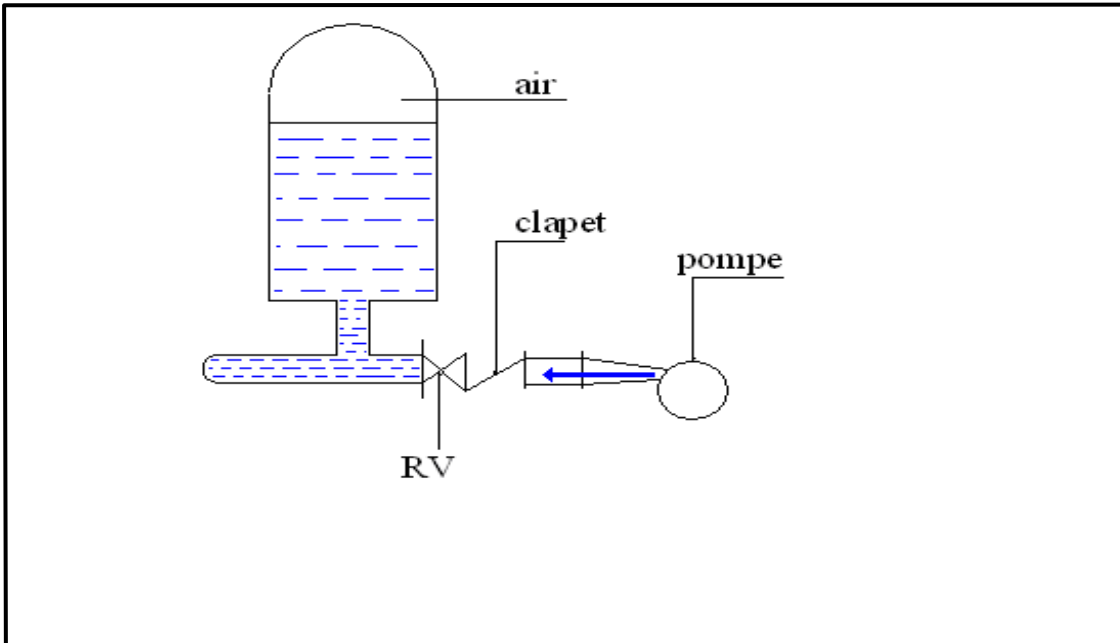


Figure VI-1 : principe de disposition du réservoir d'air

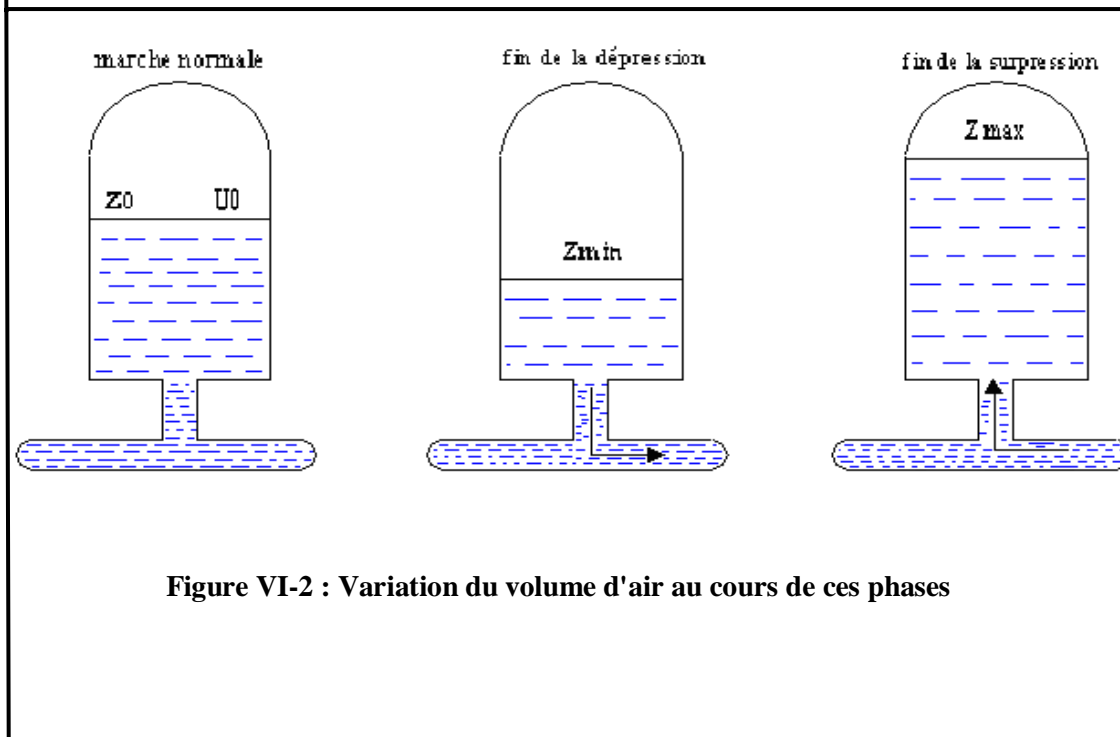
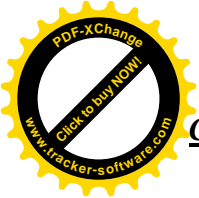


Figure VI-2 : Variation du volume d'air au cours de ces phases

VI-8 : Calcul des réservoirs d'air



Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthodes de calcul, on distingue :

- **Méthode de Vibert** : donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoir d'air importants dans le cas de grandes installations ;
- **Méthode de Puech et Meunier** : permet de déterminer le volume des ballons de protection ;
- **Méthode de Bergeron** : La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que  a soit pour les petites ou pour les grandes installations.

VI-8-1 : Méthode de SALAH B :

La méthode de SALAH B est la plus répondue au cas réel, elle donne la célérité d'onde du coup de b li r quand la conduite est enterré. Elle donne de bons résultats quelque soit le type d'installation.

Remarque :

Vu ses avantages, la méthode de SALAH B est la méthode retenue dans le cas réel de notre projet.

On calcul la célérité d'onde à l'aide de la formule de Mr **B.SALAH** suivante :

$$c = \frac{(K / \rho)^{1/2}}{\left(1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m (1 - \nu_s)}\right)^{1/2}} \dots\dots\dots (VI-3)$$

Avec :

C : célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.

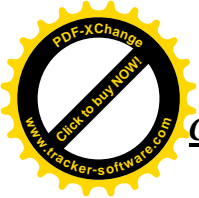
ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 2*10¹¹ pour l'acier.

E_m = 3*10⁹ pour le PVC.

E_s : module de Young du sol ; E_m = 2*10⁸ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. ν_m=0,3 (acier), ν_m=0,46 (PVC)



v_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $v_s=0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

1 :La charge tenant compte de coup de bélièr :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

Avec : V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de pesanteur.

2:La charge statique absolue: $Z_0 = Hg + 10$

3 : La charge maximale absolue: $Z_{max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$

On a:
$$\left. \begin{aligned} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{min}}{Z_0}$$

Avec
$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S \quad \text{D'où } U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 * Z_0}{Z_{min}}$$

Telle que : U_{max} : volume du réservoir d'air.

• **Les données de base :**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.2 : les caractéristiques du tronçon de l'adduction de refoulement

N ^o de Station	Type de materiau	D(mm)	S(m2)	V(m/s)	L(m)	Hg(m)
SP 2	Fonte	350	0.096	0.82	2800	89

VI-8-2 :Calcul de la célérité d'onde C :

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde sont regroupés dans le tableau suivant :

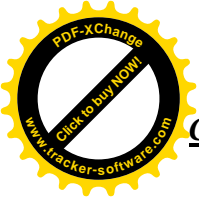


Tableau VI -3 : Calcul de la célérité d’onde pour l’adduction de refoulement

N0 de Station	K(pa) (*10 ⁹)	ρ(Kg/m ³)	a(m)	vm	vs	Es(Pa) (*10 ⁸)	Em(Pa) (*10 ¹¹)	em(m)	C(m/s)
Sp2	2.07	1000	0.167	0.3	0.33	2	1	0.0077	816.13

VI-8-3 : Calcul de la capacité du réservoir d’air

Les résultats trouvés pour le calcul du volume du réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau VI.4

Tableau VI.4: Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement pour la conduite reliant la SP2-Réservoir tampon OULED SERRINE

N° SP	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀ (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_n}{Z}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	Vnormalisé (Litre)
SP 1	99	167.2 2	0.82	9.8 1	0.0347	0.0004	0.003	0.6	0.806	1.23	1300

On prend un volume normalisé V =1500L

VI-8-4 : Méthode de Bergeron :

On utilisant l’épure de Bergeron pour trouver les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après s’être fixé au préalable les caractéristiques du réservoir d’air (volume U₀ d’air en régime normal) et de son dispositif d’étranglement.

Cette méthode consiste à déterminer par approximation successive la vitesse de l’eau dans le refoulement au niveau du réservoir d’air.

On considèrera qu’au cours d’un aller-retour de l’onde, sur un intervalle du temps $t_r = \frac{2 * l}{a}$.

L’eau qui poursuit, par exemple, sa montée est animée au début d’un intervalle quelconque d’une vitesse V_{fn-1} et à la fin d’une vitesse V_{fn} < V_{fn-1}.

Comme les sommets 2P, 4P, 6P,...etc, de l’épure correspondent à des états finals, c’est la vitesse finale de l’eau au cours de l’intervalle. Cette vitesse V_f que l’on se fixe au départ a priori.



Par ailleurs en partant d'un volume initial arbitraire du réservoir d'air, et en utilisant la valeur choisie arbitrairement pour la vitesse finale de l'eau dans l'intervalle de temps considéré, il est calculé successivement, à la fin de cet intervalle : la précision dans le réservoir, puis celles en aval de l'étranglement et en aval du diaphragme représentatif des pertes de charge dans la conduite.

Les ondes de dépression et de surpression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule VI-3 (**Formule de SALAH -B**).

Une pression dans la conduite est ainsi trouvée, on vérifie alors en menant une horizontale passant par la valeur de cette pression finale, que cette droite coupe bien $\frac{a * V}{g}$ au droit de V_f , sinon les calculs seront recommencés avec une autre valeur de V_f .

L'augmentation ΔU du volume d'air du réservoir d'air (quand l'eau monte dans la conduite) ou sa diminution (quand l'eau redescend) est exprimée par le volume correspondant de l'eau que ce réservoir écoule vers la conduite ou reçoit de la conduite au cours du régime transitoire. Ce n'est autre que le volume d'eau qui circule dans la conduite de refoulement de section « S » pendant le temps « t_r » et avec une vitesse moyenne « V_m » qui sera supposée égale à la moyenne arithmétique des vitesses au début et à la fin de t_r .

La vitesse moyenne pour chaque intervalle :

$$V_{mi} = \frac{V_{fn-1} + V_{fn}}{2} \dots\dots\dots (VI-4)$$

La variation du volume d'air :

$$\Delta U_i = S * V_{mi} * t_{r1} \dots\dots\dots (VI-5)$$

S : section de la conduite (m²) ;

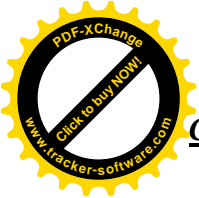
Le volume d'air comprimé :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \dots\dots\dots (VI-6)$$

+ ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se vide.

- ΔU_i : lorsque le réservoir d'air se remplit.

La nouvelle pression dans le réservoir d'air sera exprimée en admettant que la détente du fluide s'effectue conformément à la loi du Poisson :



(Z_0 + delta_0) * U_0^{1,4} = Z * U^{1,4} (VI-7)

Où delta_0 représente les pertes de charge dans la conduite en régime en fonctionnement normal. En effet, en marche normale, la hauteur manométrique absolue à la pompe correspondant au volume U_0 est : Z_0 + delta_0 donc :

Z = (Z_0 + delta_0) * U_0^{1,4} / U^{1,4} (VI-8)

On évaluera, à la montée de l'eau, la valeur V_1 de la vitesse de l'eau dans cette tuyère en fonction de la vitesse finale V_f de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré. On évaluerait de même la vitesse V_2 dans cette tuyère à la descente de l'eau

Le rapport des vitesses V_1 / V_f est égal au rapport inverse des carrés des diamètres.

V_1 / V_f = phi^2 / (0,92 * d)^2 = K (VI-9)

Avec : d sera choisi pour que K reste compris entre 15 et 20

Coefficient de débit de la tuyère est de l'ordre de 0,92,

La perte de charge Delta h_1 à la montée de l'eau en fonction du rapport m des sections de la veine contractée (diamètre d') et de la tubulure (diamètre D) qui détermine sur le graphique (annexe VII-4) un coefficient c, On a ainsi :

Delta h_1 = c * V_1 / (2 * g) (VI-10)

A la descente de l'eau, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de Borda un coefficient de contraction de 0,5, le rapport des vitesses V_2 / V_f de l'eau dans la tuyère et dans la conduite est égal au rapport inverse des sections.

V_2 / V_f = 2 * phi^2 / d^2 = K' (VI-11)

La perte de charge Delta h_2 à la descente de l'eau s'évalue en fonction du nouveau rapport m des sections de la veine contractée de section (pi * d^2 / 4) et de la tubulure (diamètre D). Il suffit de lire sur le graphique (annexe VII-4) le nouveau coefficient c' et on a :



$$\Delta h_2 = c' * \frac{V_2}{2 * g} \dots\dots\dots (VII-12)$$

La pression absolue dans la conduite se déduit :

- en faisant la différence : $Z - \Delta h_1$ quand l'eau monte,
- en faisant la somme : $Z + \Delta h_2$ quand l'eau descend.

En cherche, sur la parabole des pertes de charge dans la conduite la valeur δ pour la vitesse finale V_f considérée.

La pression finale absolue dans la conduite, en aval du diaphragme fictif des pertes de charge s'obtient :

- en faisant la différence : $Z - \Delta h_1 - \delta$ quand l'eau monte,
- en faisant la somme : $Z + \Delta h_2 + \delta$ quand l'eau descend.

C'est par cette valeur de la pression finale absolue que sera menée l'horizontale qui recoupera la droite $+\frac{a}{g * S}$ en un point tel que 2P, 4P, 6P,...etc, et qui devra correspondre à la vitesse V_f fixée au départ.

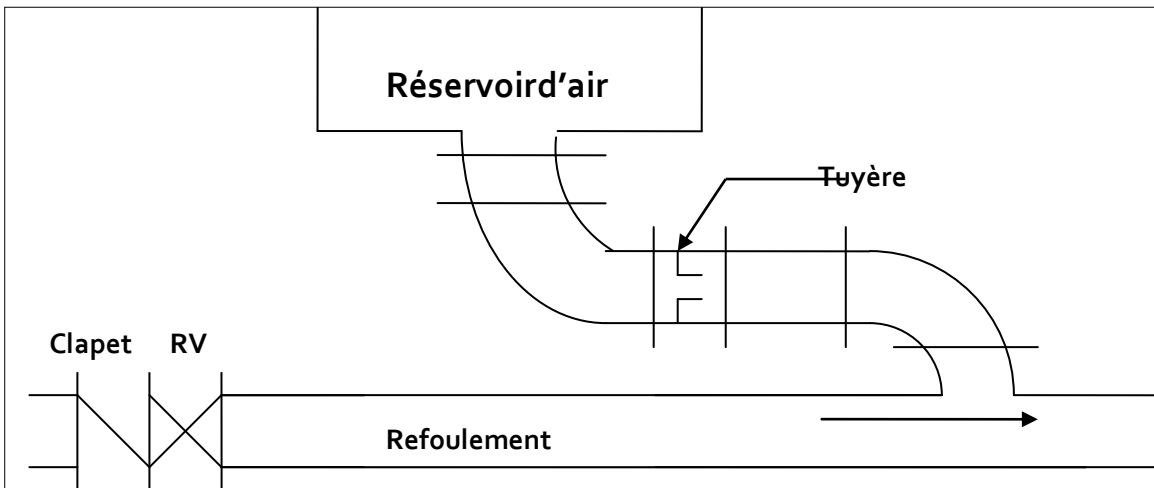


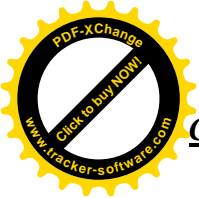
Figure VI-3: Etranglement au moyen d'une tuyère.

❖ **Application :**

➤ **Tronçon : Station de pompage1 –RT (DRAA EL HDJAR) :**

Les données de base de ce tronçon de l'adduction sont : $Q = 0.0788 \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 1841.7\text{m}$;

$V_0 = 0.82\text{m/s}$; $e = 7.2 \text{ mm}$; $D = 350\text{mm}$; $H_g = 125\text{m}$ (**Chapitre III**)



On négligera la distance entre le plan d'eau dans le réservoir d'air et l'axe de refoulement.

La section de la conduite : $S = 0.096 \text{ m}^2$

Raccordement du réservoir d'air par une tubulure de diamètre 150mm et une tuyère d'une diamètre de 90mm.

Traçage de l'épure de Bergeron:

- Calculer la célérité ou la vitesse de l'onde "a". Selon **SALAH-B** : $a=816.13 \text{ m/s}$

D'où $b = a * V_o / g = 816.13 * 0.82 / 9.81 = 68.22 \text{ m}$

Calcul de la pression dans la conduite :

Surpression = $H_g + b = H_g + aV_o/g = 125 + 68.22 = 193.22 \text{ m}$

Dépression = $H_g - b = H_g - aV_o/g = 125 - 68.22 = 56.78 \text{ m}$

➤ L'intervalle de temps : $t_r = \frac{2 * 1841.7}{816.13} \Rightarrow t_r = 4.51 \text{ s}$

Calcul du réservoir d'air :

On se fixe une pression $H_o + 10$ au niveau du réservoir : $Z_o = 125 + 10 = 135 \text{ m}$.

Supposons, d'une part, que le volume d'air en régime normal soit de $U_o = 1 \text{ m}^3$ et, d'autre part, que l'on dispose d'une tuyère de diamètre $d = 90 \text{ mm}$ incorporée dans une tubulure de diamètre $D = 150 \text{ mm}$. Les caractéristiques de la tuyère sont alors les suivantes

• Montée de l'eau

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{350^2}{(0,92 * 90)^2} \Rightarrow \frac{V_1}{V_f} = 17.87, \text{ donc compris entre 15 et 20, Alors : } \mathbf{V_1 = 17.87 * V_f}$$

$$\text{Par ailleurs : } m = \frac{(0,92 * 90)^2}{150^2} \Rightarrow m = 0,3$$

Le graphique nous donne : $c = 0.48$ (voir l'annexe VII-4)

$$\text{Donc : } \Delta h_1 = 0,48 * \frac{V_1}{2 * g}$$

• Descente de l'eau

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 * 350^2}{90^2} \Rightarrow \frac{V_2}{V_f} = 30.25, \text{ Alors : } \mathbf{V_2 = 30.25 * V_f}$$



Par ailleurs : $m = \frac{90^2}{2 * 150^2} \Rightarrow m = 0,18$

donc: $c' = 0,65$ (voir l'abaque)

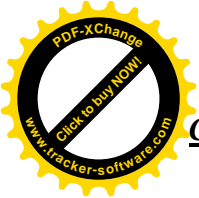
Donc : $\Delta h_2 = 0,65 * \frac{V_2}{2 * g}$

➤ La pression dans le réservoir :

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4}}{U^{1,4}} \quad \delta_0 = 5.51\text{m} \quad (\Delta H_t = 5.51\text{m} ; \text{chapitre III})$$

Avec $(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4} = [135 + 5.51] * U_0^{1,4} = 140.51 * U_0^{1,4}$ si on prend $U_0 = 1\text{m}^3$.

Donc $Z = 140.51 / U^{1,4}$



Intervalle de temps tr	Variation du volume d'air $\Delta U = S \cdot V_m \cdot tr = 0.43 V_m$ (m ³)	Volume d'air U (m ³)	Pression dans le réservoir d'air $Z = (135 + 5.51) \cdot 1^{1.4} / U^{1.4} = 140.51 / U^{1.4}$ (m)	Vitesse dans la tubulure de branchement (m/s) Montée: $V_1 = 17.87 V_f$ Descente: $V_2 = 30.25 V_f$	Perte de charge dans la tuyère (m) Montée: $\Delta h_1 = 0.48 (V_1^2 / 2g)$ Descente: $\Delta h_2 = 0.65 (V_2^2 / 2g)$	Pression dans la conduite avec perte de charge Montée: $Z - \Delta h_1$ Descente: $Z + \Delta h_2$	Perte de charge refoulement δ (m)	Pression dans la conduite sans perte de charge Montée: $Z - \Delta h_1 - \delta$ Descente: $Z + \Delta h_2 + \delta$	Vitesse lue sur le graphique V_f (m/s)	Désignation du point	Vitesse moyenne V_m (m/s)	Vitesse finale choisie V_f (m/s)
0	-	1	140.51	-	-	140.51	5.51	135	-	1R	-	0.82
tr	0.26	1.26	101.67	7.148	1.25	100.42	1.33	99.09	0.4	2P	0.61	0.4
2tr	0.0043	1.256	102.12	11.49	4.38	106.5	1.2	103.32	-0.38	3P	0.01	-0.38
3tr	0.215	1.041	132.83	18.755	11.65	144.48	3.198	147.68	-0.62	4P	-0.5	-0.62
4tr	0.155	0.886	166.47	3.025	0.303	166.773	0.08	166.86	-0.1	5P	-0.36	-0.1
5tr	0.07	0.957	149.44	7.68	1.44	148	1.54	146.46	0.43	6P	0.165	0.43

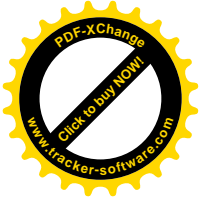
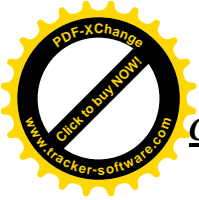
Tableau VI-5 : Calcul du volume de réservoir d'air

VI-11 : Explication du tableau

1-On choisit la vitesse finale (V_f) légèrement inférieure à la vitesse en marche normale (V_0) et on l'inscrit dans la colonne (13).

2-On calcul la vitesse moyenne $V_{moy} = \frac{V_0 + V_{Fi}}{2}$ et on l'inscrit dans la colonne (12). On calcul la variation du volume d'air (ΔU) qu'est fonction de la vitesse moyenne.

3-Au volume initial, choisi auparavant en marche normale U_0 du réservoir d'air on y ajoute ou on retranche à chaque fois la valeur de ΔU correspondante, ainsi on a le volume d'air (U) de cette étape, colonne (3).



4-A partir de la colonne (4), nous remplaçons tous simplement les valeurs dans chaque expression selon la montée ou la descente de l'eau dans le réservoir d'air, on obtient ainsi les valeurs des colonnes (4), (5), (6), (8), (9);

5-La valeur de la pression obtenue dans la colonne (9) est rapportée sur l'axe des coordonnées du diagramme de Bergeron et projetée sur la droite $\frac{a * V}{g}$ qui doit être projetée ensuite sur l'axe des abscisses (axe des vitesses).

6-Si cette dernière projection (sur l'axe des vitesses) coïncide avec la même valeur que la vitesse choisie (V_f), on considère que notre choix de vitesse pour cette étape est bon (c'est-à-dire que la vitesse V_f choisie est égale à la vitesse V_f lue). Dans ce cas, on inscrit alors la valeur dans la ligne (9) et on choisit de nouveau, une nouvelle vitesse V_f , en répétant les mêmes calculs.

Si la vitesse choisie ne coïncide pas avec la même valeur que l'axe des vitesses, nous concluons que le choix de la vitesse n'est pas exact et on doit choisir une autre vitesse (V_f).

De cette manière, on effectue le calcul du tableau en combinaison avec l'épure de Bergeron.

- **Caractéristiques finales du réservoir d'air :**

L'examen de la troisième colonne du tableau montre que l'air peut occuper un volume maximal d'environ **1.26m³**. Comme il faut, à ce moment, qu'il reste encore de l'eau dans le réservoir, il sera prévu un réservoir d'une capacité totale de 1500L (volume normalisé)

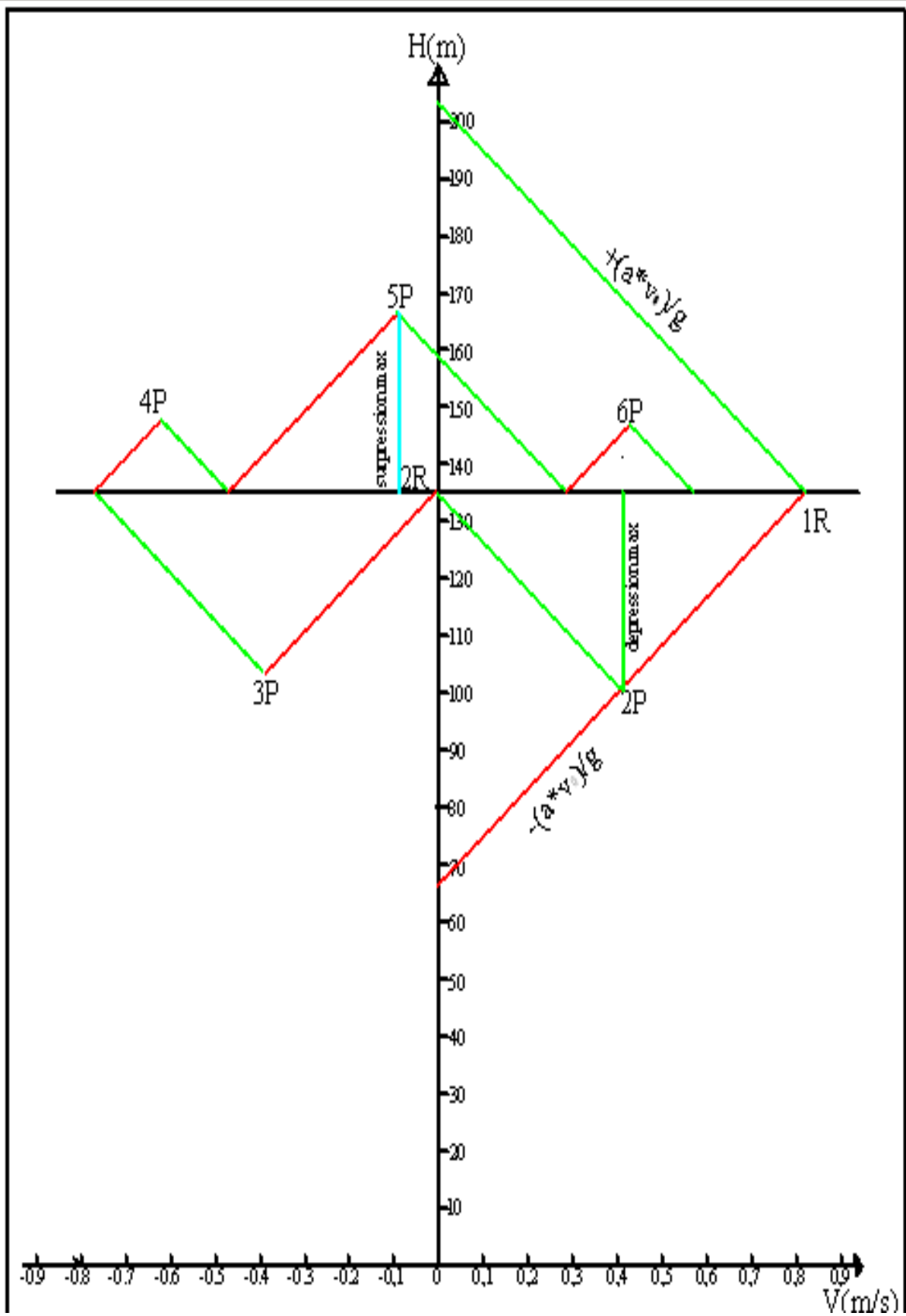


Figure VI- : Epure de BERGERON

VI-9 : Précautions à prendre pour l’anti-béliér

Par suite de contact permanent entre l’air et l’eau dans le réservoir, l’air se dissout peu à peu dans l’eau. Il est donc indispensable de compenser sa dissipation par des injections régulières d’air dans le réservoir. Il existe aussi des réservoirs équipés d’une vessie en caoutchouc (l’air est donc séparé de l’eau).Après une période de fonctionnement, il est nécessaire de vidanger entièrement le réservoir pour enlever les dépôts se trouvant au fond de celui-ci.

VI-10 : Installation du réservoir d’air :

L’installation du réservoir d’air se fait selon le schéma type suivant :

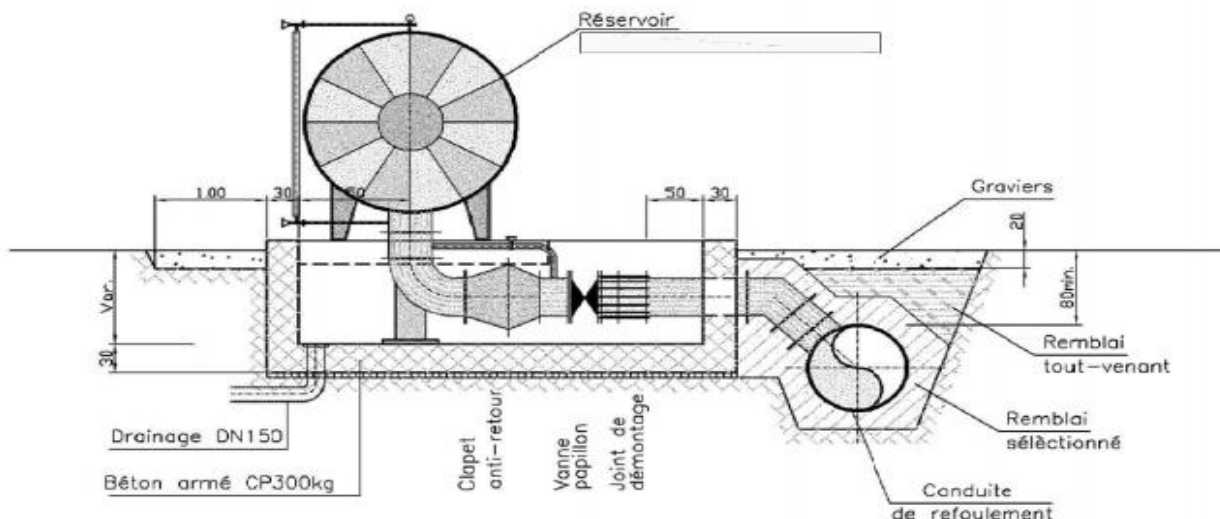


Figure VI-5: Schéma type d’installation du réservoir d’air.

Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous pouvons conclure que pour la protection de la conduite reliant la SP1 et le réservoir tampon de Draa el hdjar contre le coup de béliér, un réservoir d’air d’un volume de 1.5m³ soit 1500L sera placé sur la conduite de refoulement de la SP vers ce dernier et un autre reservoir d’air de capacité 1500L sera placé sur la conduite reliant la SP2 vers le réservoir tampon de Ouled serrine.



CHAPITRE VII

Pose de canalisation



Introduction

La bonne mise en place et la protection des conduites jouent un rôle très important dans la stabilité, la durabilité et le bon fonctionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable.

VII-1 : Différents types de pose des conduites

Le choix de type de pose dépend essentiellement de la Topographie du terrain, de la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

Les conduites peuvent être posées suivant plusieurs variantes :

- pose en terre ;
- pose en galerie ;
- traversée des routes ;
- pose dans le lit d'une rivière ;
- traversée sous marine et en butée.

VII-2 : Différents types de conduite :

En fonction de la topographie, de la disposition des lieux et des obstacles rencontrés, la pose de la conduite peut s'effectuer de diverses manières, à savoir :

VII-2-1 : pose en terre

La pose en terre s'effectue dans une tranchée d'une largeur suffisante pour que les ouvriers puissent y déposer les tuyaux commodément (0,6 m au minimum). Dans le but de faciliter le travail, il est recommandé d'élargir les tranchées aux endroits des joints.

Ce type de pose s'effectue par tronçon successive en commençant par les points les plus hauts, afin de faciliter l'écoulement naturel des eaux d'infiltration éventuelle. Une bonne pose doit se faire en fil bien alignés et bien nivelée.

L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver ainsi la fraîcheur d'eau et la mettre à l'abri de la gelée.

Dans le cas où les circonstances l'obligent et afin de protéger les tuyaux des charges importantes (traversés des routes) qui peuvent causer des ruptures et en suite des infiltrations nuisibles à la conduites, on prévoit les solutions suivantes :



a- **Des gaines** : se sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites (Figure VII-1).

b- **Par enrobage dans le béton** : dans ce cas, les tuyaux sont couverts de béton (Figure VII-2).

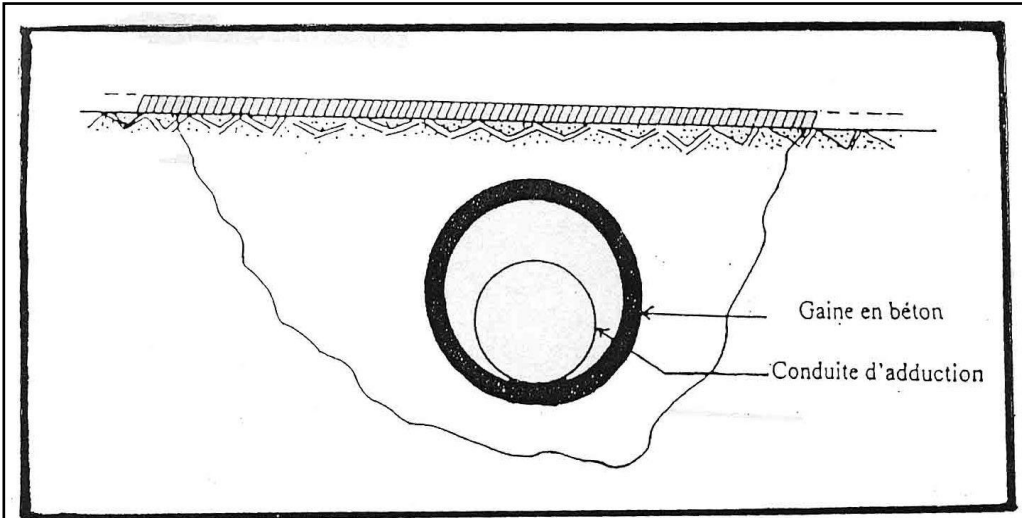


Figure VII-1: Traversée d'une route au moyen d'une gaine en béton

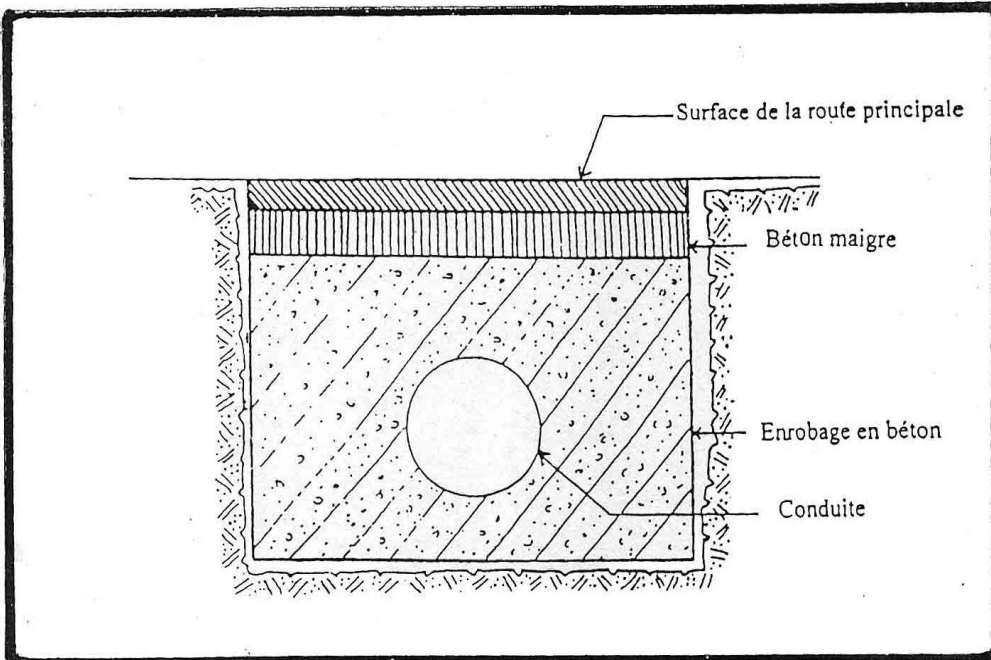


Figure VII-2 : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton

VII-2-2 : Pose en galerie

Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà des galeries spéciales visitables. Ce type de pose des conduites présente le double avantage de faciliter leur surveillance et d'éviter le tassement de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture des chaussées à l'occasion des réparations ou des remplacements.

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur tasseau pour les grands diamètres dans le cas des galeries sèches spéciales (**Figure VII-3**).

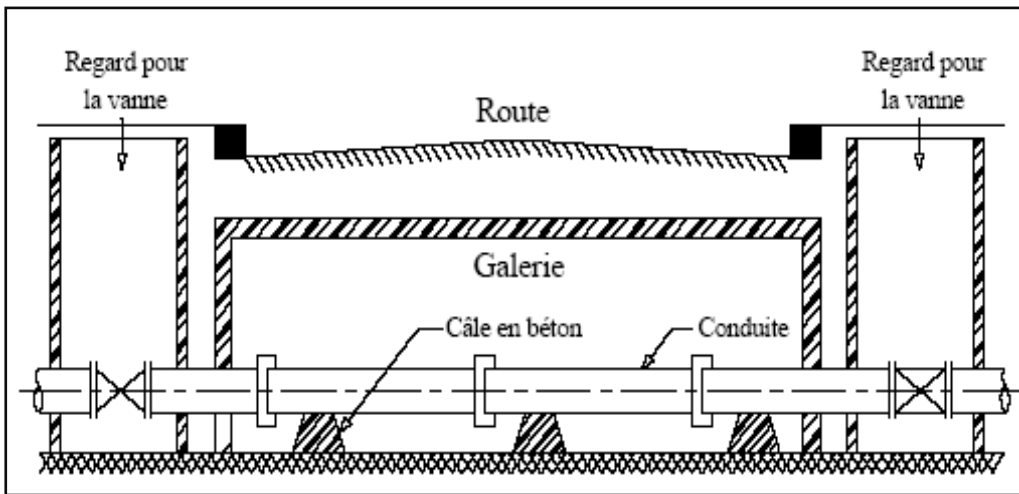


Figure VII-3 : Pose de canalisation en galerie

VII-2-3 : Pose en mauvais terrains

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant

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 (**Figure VII-4**).

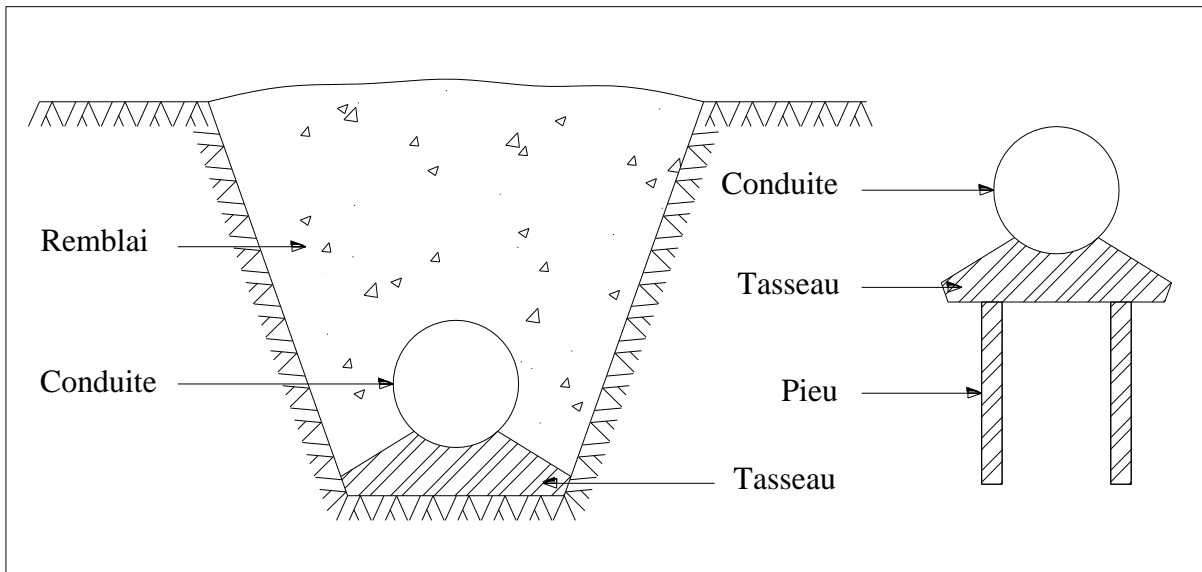
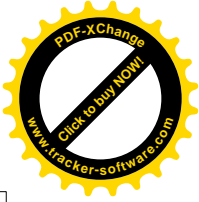


Figure VII-4: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

b) Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte, contre le phénomène de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène (**Figure VII-5**) lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à 1500 Ω .cm ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapé la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m (**Figure VII-5**).



Figure VII-5: Pose de conduites dans un terrain agressif.

VII-2-4 : Traversée des cours d'eau

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

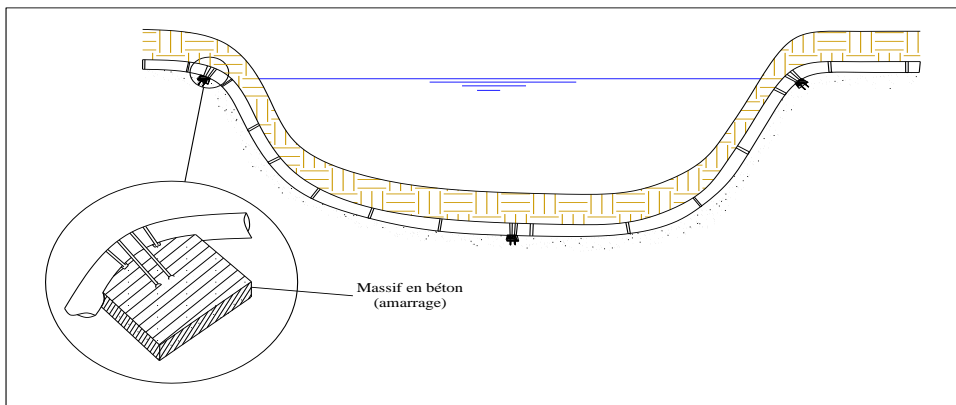


Figure VII-6 traversée d'une rivière

VII-2-5 : Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

Dans le cas où les conduites de distribution sont posées dans la même tranchée dans les conduites d'assainissement, dans ce cas les tuyaux d'eau potables devront être posés au dessus des tuyaux d'eau usée.

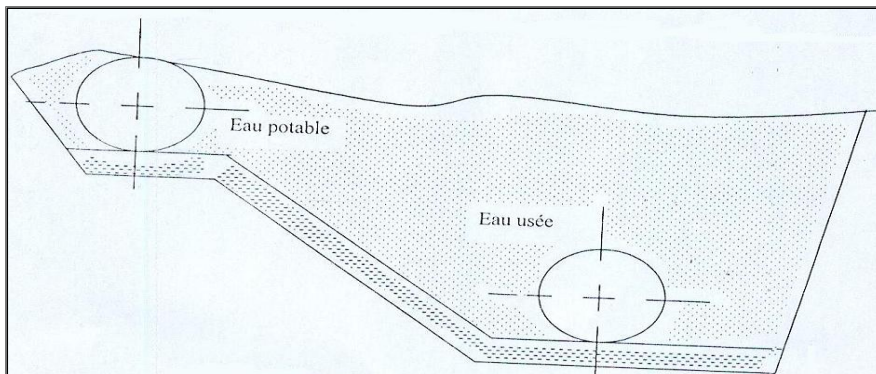


Figure VII-7 traversée d'un cours d'eau



VII-2-6 : Butée et amarrage

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans le changement de direction où dans le branchement, afin d'assurer la stabilité et la résistance des canalisations à la poussée exercée par l'eau au niveau des canaux, des coudes et extrémité (réseau de distribution), on construit alors des massifs en béton qui, par leur poids, s'opposent au déboitement des joints.

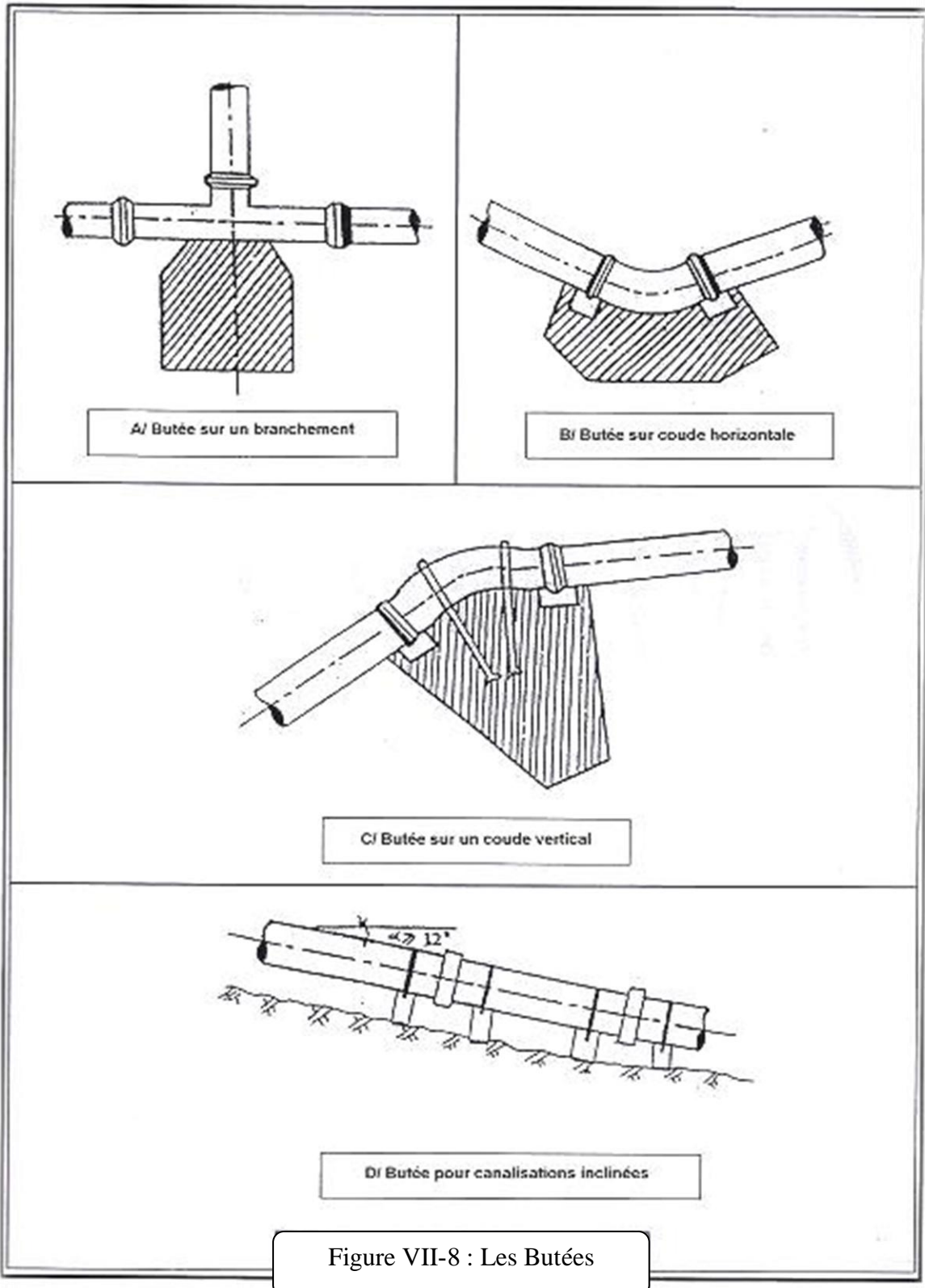


Figure VII-8 : Les Butées



VII-3 : Différentes mises en place des canalisations

VII-3-1 : Réalisation des fouilles

a-Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60m et cela pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30m d'espace de chaque coté de celle-ci (**Figure VII-9**).

La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B=D+ (2*0.3)$$

Avec :

B : Largeur de la tranchée (m) ;

D : Diamètre de la conduite (m).

b-Profondeur de la tranchée

A fin de protéger la conduite contre les variations de la température les risques de son écrasement sous l'effet des charges et des surcharges est assurée en donnant à la tranchée, une profondeur suffisante qui varie entre 0,6m à 1,2m. (**Figure VII-10**)

Pour calculer la profondeur de la tranchée en utilise la formule suivante :

$$H=H_1+H_2+D$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m) ;

H₁ : Profondeur de lit de pose prise égale à 0.2m ;

H₂ : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m) ;

D : diamètre de la conduite (m).

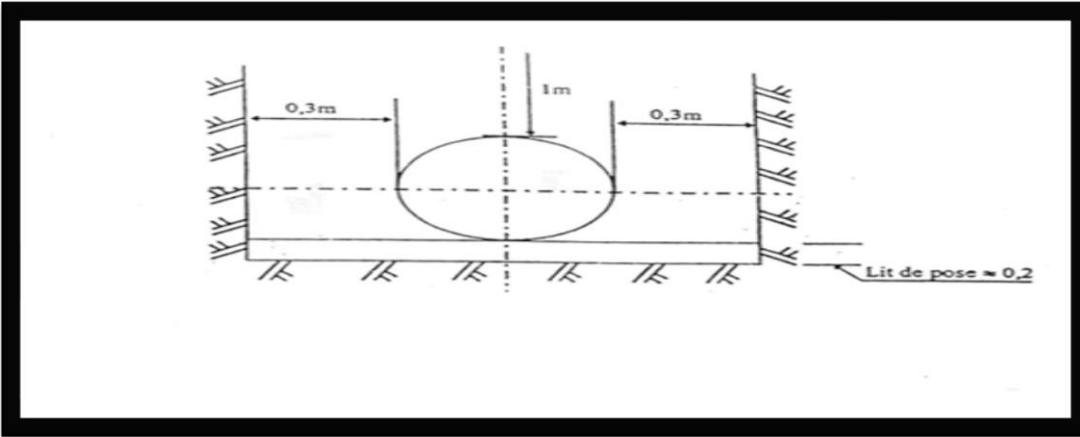


Figure VII-9 Pose en tranchée

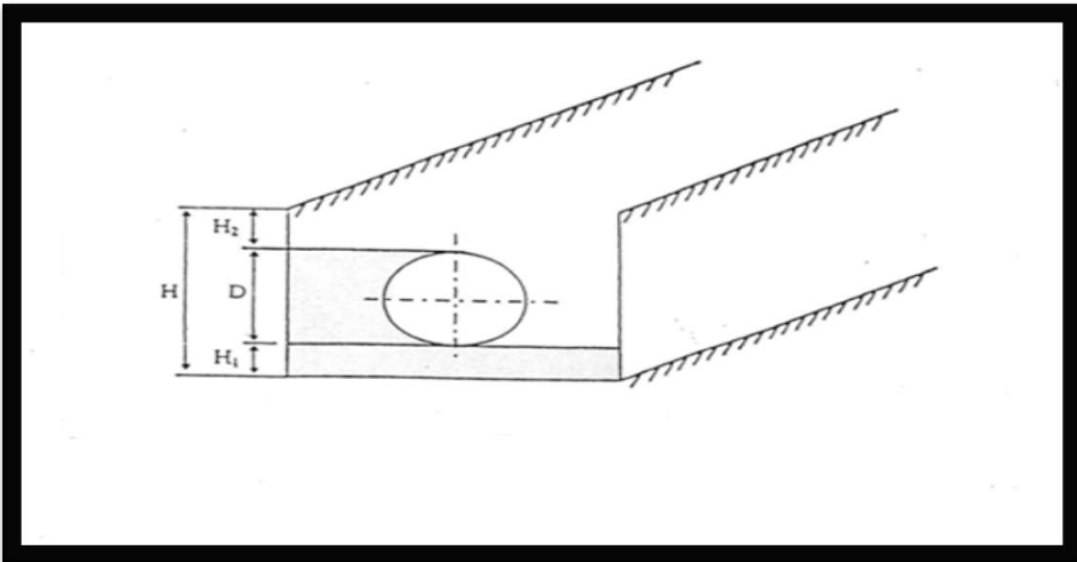


Figure VII-10 Réalisation de la fouille.

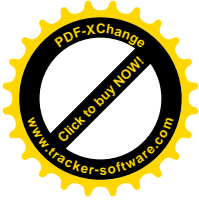
c-lit de pose

Le fond des tranchées est dressé soigneusement aux cotés prévus au projet et compacté si nécessaire.

Il convient de mettre soigneusement le niveau le fond de fouille et de le dégager de tous objets tranchants, comme les pierres.

Si ce n'est pas possible, il convient d'importer des matériaux appropriés et de les déposer en un lit de 0.1 m d'épaisseur minimum.

Le lit de pose à une hauteur minimale de 10cm. On peut trouver des matériaux convenables pour le lit de pose de l'enrobage en sélectionnant les déblais naturels.



Les sables grossiers s'écoulant bien, les graviers et les sols de nature friables sont considérés comme adaptés.

La terre naturelle convenablement tamisée ou du sable roulé, dont la granulométrie est comprise entre 0.1 et 5 mm, servent en général à cet effet sauf exigences particulières du maître d'œuvre lorsque la tranchée se situe en zone humide, et qu'un lit drainant doit être constitué sous la canalisation, par exemple en réalisant le lit de pose avec des matériaux de granulométrie comprise entre 5 et 30 mm.

VII-3-2 :Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subi des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par le bois disposés en travers de la tranchée.

VII-3-3 : Epreuve des joints du réseau

Se sont des essais à la presse hydraulique qui ont pour objectif de vérifier l'étanchéité des conduites dont la longueur est de 300 à 400 m. La pression d'essai est en principe égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite plus 50 % , cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve , la durée de l'épreuve est d'au moins

30 mn. La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bars et 0,3 bars pour les conduites de faible pression nominale.

VII-3-4 : Essai général du réseau

C'est une opération qui va nous renseigner sur le degré d'efficacité d'un réseau. Il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire d'un réservoir, les robinets et les vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Après 48heures de mise en pression, la perte de charge par rapport à la capacité du réseau est constatée. Elle ne doit pas dépasser 20%.

VII-3-5 : Remblaiement de la tranchée

La mise en place du remblai depuis le fond de la fouille jusqu'à une hauteur de 0.3 m au dessus de la génératrice supérieure, est effectuée manuellement avec la terre des déblais expurgés de tous les éléments susceptibles de porter atteinte aux revêtements extérieurs des Canalisations. Le remblaiement est achevé avec du tout-venant à l'aide d'engins mécaniques.

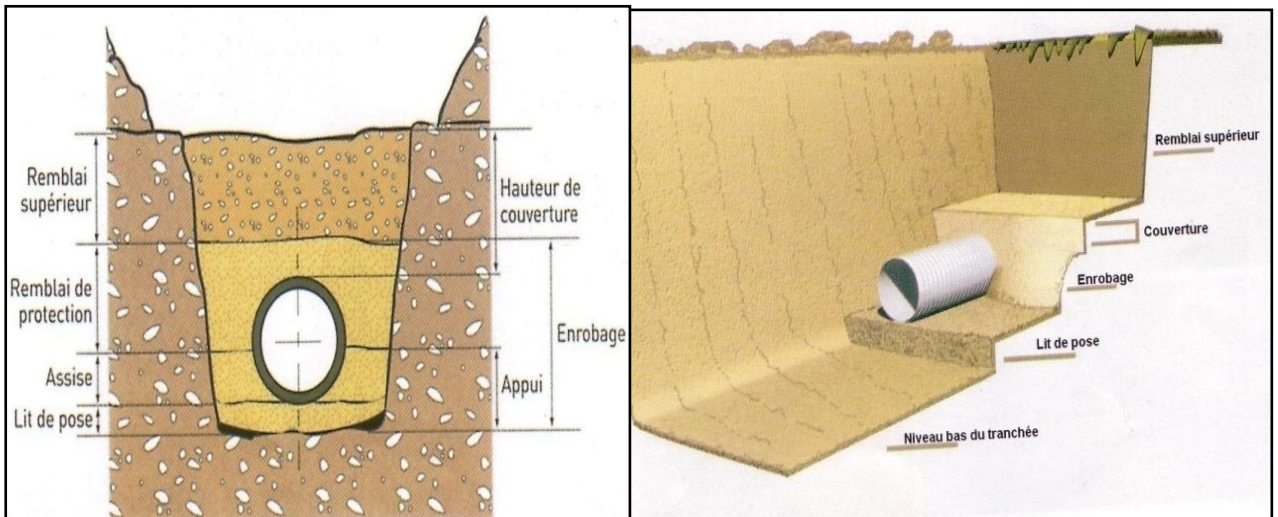


Figure VII-11 : Remblayage des tranchées.

VII-3-6 : Désinfection du réseau

Avant de livrer l'eau à la consommation publique il y a lieu de procéder à la désinfection du réseau pour éliminer la terre et les poussières introduites pendant la pose.

La désinfection peut s'effectuer soit par :

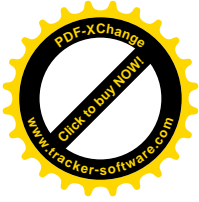
- Le permanganate de potassium ($K Mn O_4$)
- Hypochlorite de calcium ($Cl O Ca$) ou Hypochlorite de sodium ($Cl O Na$ ou eau de Javel)

Le respect d'un temps minimum pour la désinfection est impératif, il dépend du produit utilisé et de sa dose introduite.

Tableau VII-1 : Produits et dose de désinfection.

Désinfectants utilisés	Temps de contact Minimum en heures	Dose mg/l
Chlore ou hypochlorite	24-1.2-0.5-instantané	10-50-150-10000
Permanganate de potassium	24	50

A la fin de la désinfection on procède au rinçage du réseau d'adduction et de distribution à l'eau claire.



VII-4 : Protection des conduites contre la corrosion

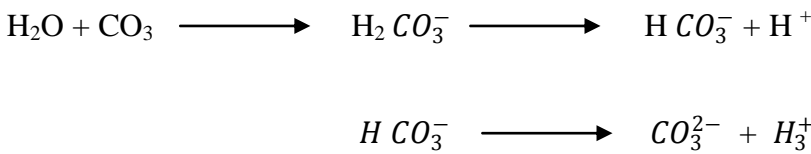
VII-4-1 : Définition

Le contact de l'eau avec les canalisations peut engendrer diverses altérations dont la plus fréquente est la corrosion qui est un phénomène de détérioration des métaux sous l'effet des réactions chimiques et électrochimiques. L'accélération de ce phénomène se traduit par une perforation ou attaque sous forme de croûte de' fils de rouille, provoquant la diminution de l'épaisseur du métal.

VII-4-2 : Les différentes formes de corrosion

a-Corrosion chimique

Elle est due à la présence de gaz dissous tels que CO₂ et O₂ dans l'eau. La réaction aboutit à une ionisation :

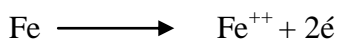


IL ressort de la réaction une baisse de pH due à l'augmentation de la concentration des ions (H⁺) ce qui engendre une attaque chimique dès qu'il y a une combinaison directe du métal et du milieu ambiant.

b-Corrosion électrochimique

La corrosion électrochimique est provoquée par une électrolyse caractérisée par la circulation d'un courant électrique.

Les processus électrochimiques créés par les différences de potentiels engendrés par la juxtaposition de masse humide et saline (milieu ambiant ou beigne la conduite) de composition chimiquement différente et dans lesquelles le potentiel de la partie métallique en contact (la surface des conduites) sera différent, cela provoquera à une dissolution qui représente l'oxydation du métal qui va perdre des électrons dans le cas du fer, où l'état oxydé est plus stable que l'état réduit.



VII-4-3 : Facteurs de la corrosion

La corrosion qu'elle soit interne ou externe, est due soit

-La nature du sol ;



-Les installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau ;

-La nature de l'eau ;

-Le matériau de la conduite ;

-L'agressivité de certaines eaux transportées, due soit au pH, la teneur en gaz dissous ou à la vitesse d'écoulement de l'eau ;

-La variation de la température de l'eau transportée.

VII-4-4 : Moyens de lutte contre la corrosion

VII-4-4-1 Protection externe

Une bonne protection d'un réseau en acier consistera, d'abord, à ne mettre en terre que des tuyaux convenablement revêtus d'une enveloppe isolante et, par ailleurs, à assurer au droit des joints, une parfaite continuité de cet enrobage. La pose des conduites sera effectuée avec tout le soin désirable en vue d'éviter la détérioration de cette protection.

On évitera la formation de pile géologique qui pourrait se produire en déposant, par exemple, une conduite sur un fond de fouille argileux (zone humide) avec remblai de sable (zone sèche, aérée). Il en résulterait en effet, une zone anodique au contact de l'argile, d'où une circulation de courant capable d'attaquer les tuyaux le long de la génératrice inférieure.

Pour cela il faut envisager les précautions suivantes :

-Ne mettre en terre que les tuyaux neufs convenablement revêtus d'une enveloppe isolante ;

-Avoir une résistance élevée ;

-Avoir une adhérence avec le métal ;

-Assurer au droit des joints, une parfaite continuité.

;VII-4-4-2 : Protection interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts qui se fixent sur les parois, surtout si la vitesse est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans le milieu bon conducteur, et il en résulte des attaques locales du métal, et notamment, des perforations.

La présence du fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0.10 mg/l peut également être la cause de perforations.



En conséquence, il faut prendre garde aux eaux présentant à la fois une faible résistivité et teneur en fer, même faible. Ces eaux sont capables de détériorer rapidement un réseau, alors que les eaux de pH acide, mais faiblement minéralisées tout en attaquant le tube chimiquement, seront parfaitement tolérées.

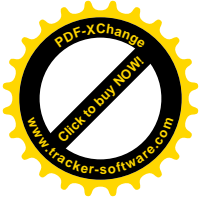
Il y a lieu d'éviter les entrées d'air ou dégagements gazeux (aspiration défectueuse des pompes).

En vue de remédier aux inconvénients cités précédemment, il est indispensable tout d'abord, d'exiger un revêtement intérieur très soigné des canalisations, constitué :

- D'un enduit bitumeux ;
- D'un enduit spécial.

Conclusion

Le polyéthylène représente le meilleur matériau pouvant être préconisé pour les conduites d'adduction et de distribution car il présente une meilleure résistance à la corrosion. Dans le cas de notre chaîne, nous avons proposé de la fonte pour le refoulement malgré les avantages du PEHD en raison des grandes Hmt.



Conclusion générale

Au terme de cette étude, proposée par la DHW de Bouira, qui consiste à une contribution de l'alimentation en eau potable des localités de Souk El-Khmis et El Mokrani (Wilaya de Bouira) nous avons définis et analysé les différentes étapes afin de garantir la satisfaction, au court et à long terme, des besoins en eau potable exprimés.

Cette étude nous a permis :

D'évaluer les besoins maximums en eau potable des deux localités qui s'élèvent à 65.678 l/s pour l'horizon 2040 ; celui-ci sera assuré a partir du système du transfère de barrage Koudiet Acerdoune.

.notre choix du matériau des conduites s'est porté sur la fonte ductile pour l'adduction par refoulement et le PEHD pour l'adduction gravitaire.

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire), a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population.

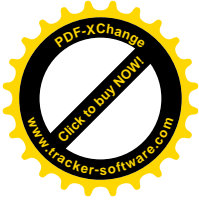
L'étude et le choix des pompes équipant les stations de pompage, s'est porté sur les pompes multicellulaires de type caprari.

Pour acheminer l'eau de la **SP1** vers le réservoir de **Draa El hajar** nous avons choisi trois pompes de type **PM100/2B** à 2étages plus une autre identique de secours.

Pour la **SP2** vers le réservoir d'Ouled Sérine nous avons opté pour trois pompes de type **80/2A à 02** étages), plus une autre identique de secours.

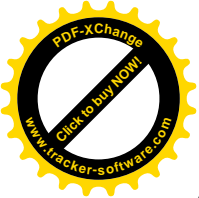
La protection de la conduite reliant la **SP1-R1** se fera à l'aide d'un réservoir d'air de volume **1500 l**.

Nous espérons que ce modeste travail apportera un plus à la réalisation de ce projet d'alimentation en eau potable des localité de Souk El-Khmis et El Mokrani qui souffrant d'un manque crucial en eau, et que cette étude est venue pour palier à ce déficit à l'horizon 2040



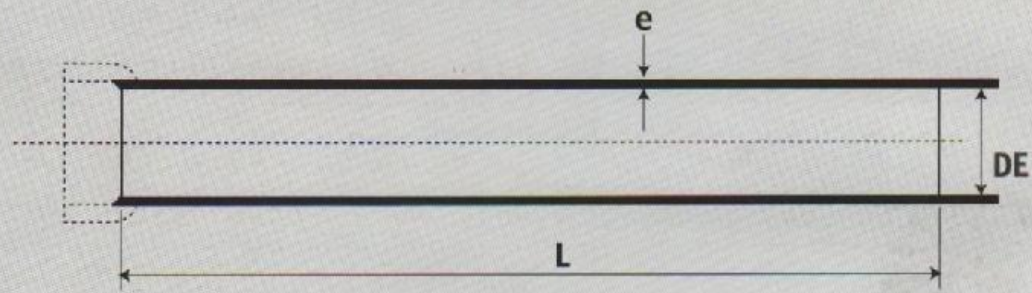
Référence Bibliographique

- [1] **SALAH, B.** Cours d'alimentation en eau potable : cinquième année
- [2] **GODART, H.** Technique de l'ingénieur, édition Eyrolles, paris, 1983. 349 p
- [3] **MEUNIER, M.** le coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression, édition Dunod Paris, 1980.200 p
- [3] **MERZOUK, H.** Mémoire fin d'étude d'alimentation en eau potable : Adduction en eau potable a partir d'un piquage sur la conduite principale(W.bouira),ENSH 2011.
- [4] **KEDDACHE, M.** Mémoire de fin d'étude d'alimentation en eau potable : Adduction en eau des localités nord est de la wilaya de Boumerdes, ENSH 2012.



Annexe I : Quelques caractéristiques des tuyaux en fonte ductile (d'après le catalogue du fabricant Electrosteel Algérie SPA)

Tuyaux fonte ductile - AEP (EN 545
ISO 2531



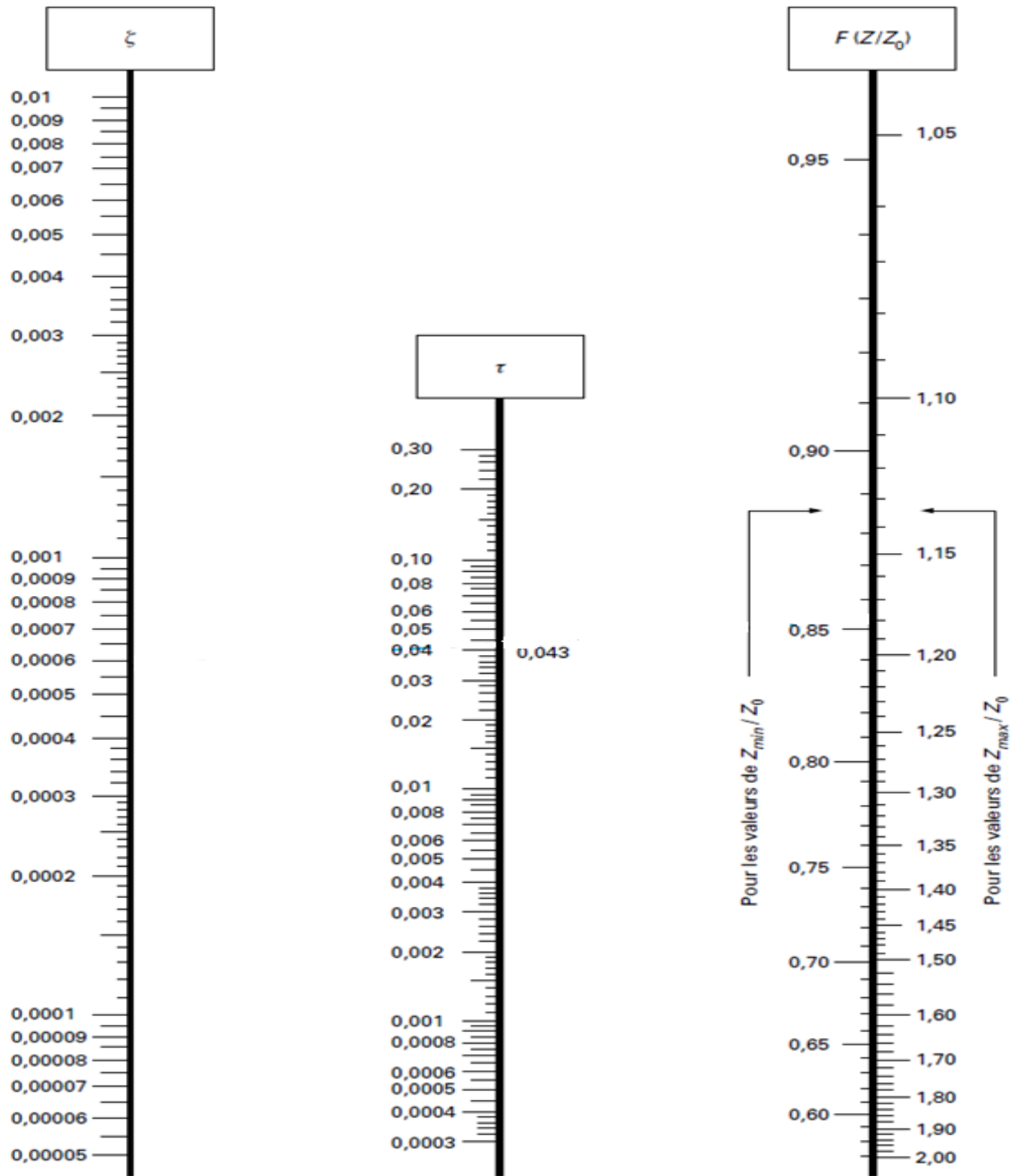
DN	Diamètre extérieur DE		Épaisseur Fonte 'e' (K9)		Pression minimale d'essai en usine (bar) K9	Épaisseur fonte 'e' (C40)		Pression minimale d'essai en usine (bar) C40
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Nominal (mm)	Tolérance (mm)		Nominal (mm)	Tolérance (mm)	
80	98	+1 à -2.7	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
100	118	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
125	144	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
150	170	+1 à -2.9	6,0	-1,5	50	5,0	-1,5	40
200	222	+1 à -3.0	6,3	-1,5	50	5,4	-1,5	40
250	274	+1 à -3.1	6,8	-1,6	50	5,8	-1,6	40
300	326	+1 à -3.3	7,2	-1,6	50	6,2	-1,6	40
350	378	+1 à -3.4	7,7	-1,7	40	7,0	-1,7	40
400	429	+1 à -3.5	8,1	-1,7	40	7,8	-1,7	40
450	480	+1 à -3.6	8,6	-1,8	40	-	-	-
500	532	+1 à -3.8	9,0	-1,8	40	-	-	-
600	635	+1 à -4.0	9,9	-1,9	40	-	-	-
700	738	+1 à -4.3	10,8	-2	32	-	-	-
800	842	+1 à -4.5	11,7	-2,1	32	-	-	-
900	945	+1 à -4.8	12,6	-2,2	32	-	-	-
1000	1048	+1 à -5.0	13,5	-2,3	32	-	-	-

La classe d'épaisseur des tuyaux est marquée sur le fût lorsqu'elle diffère de la classe K9.
Ainsi les tuyaux classe C40 sont marqués 'C40' selon la norme NF EN 545 : 2002.

ELECTROSTEEL peut également fournir, à la demande de ses clients, des tuyaux classes K7, K8, K10, K12.
L'épaisseur de la paroi fonte est donnée par la formule : $e = K(0.5 + 0.001 DN)$.



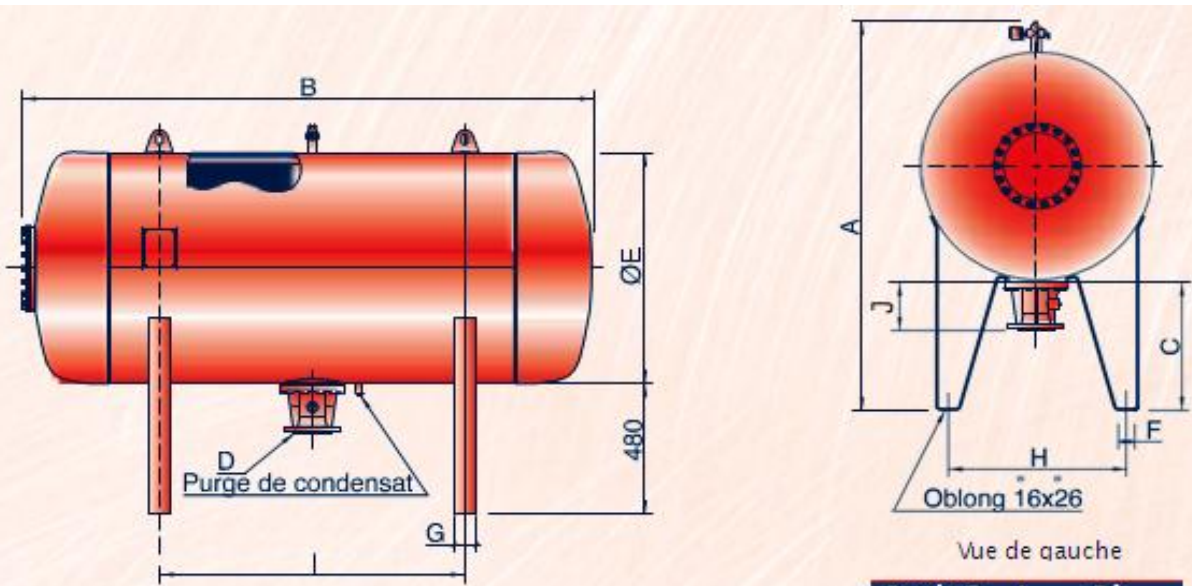
Annexe II: Abaque de Vibert pour le calcul des cloches à air de protection contre les coups de bélier



$$\zeta = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \quad \tau = \zeta F(Z/Z_0)$$

$$F(Z/Z_0) = \left[\frac{Z_0}{Z} - \ln \frac{Z_0}{Z} - 1 \right]^{-1}$$

Annexe III: Dimensions des différents réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.



La hauteur de la sortie par rapport au sol = C - J

Sortie D	J	Pds sortie (KG)
DN50	180	12
DN80	176	14
DN100	167	12
DN125	167	13
DN150	170	14

Gamme 25/37,5 bars

Ces cotes sont données à titre indicatif et peuvent être modifiées sans préavis.

Code	Vol.	A (mm)	B	C	Ø E (mm)	F	G	H	I	Poids sans sortie (kg)
BS-500-25/37.5-H	500	1195	1798	475	630	60	80	490	1000	294
BS-750-25/37.5-H	750	1415	1607	475	850	60	80	650	800	434
BS-1000-25/37.5-H	1000	1415	2107	475	850	60	80	650	1100	538
BS-1500-25/37.5-H	1500	1565	2191	475	1000	80	100	750	1200	780
BS-2000-25/37.5-H	2000	1565	2891	475	1000	80	100	750	1800	994