

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction en eau potable des localités Nord Est de la wilaya de Boumerdes à partir du système de dessalement de l'eau de mer .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0030-12

APA Citation (توثيق APA):

Keddache, Massinissa (2012). Adduction en eau potable des localités Nord Est de la wilaya de Boumerdes à partir du système de dessalement de l'eau de mer[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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:**

**ADDUCTION EN EAU POTABLE DES LOCALITES  
NORD EST DE LA WILAYA DE BOUMERDES  
A PARTIR DU SYSTEME DE DESSALEMENT  
DE L'EAU DE MER**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> KEDDACHE Massinissa**

### **DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

	<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup>	B.SALAH	Professeur	Président
M <sup>r</sup>	M.S.BENHAFID	M.A.A	Examineur
M <sup>me</sup>	W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup>	A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
M <sup>r</sup>	M.BOUZIANE	M.A.B	Examineur
M <sup>r</sup>	Y. DERNOUNI	M.A.A	Promoteur

Septembre 2012

## REMERCIEMENTS

---

*Au terme de ce travail, je tiens tout d'abord à remercier le personnel de la direction des ressources en eau de la wilaya de BOUMERDES, particulièrement M<sup>me</sup> KHERBICHE de son chaleureuse accueil au sein de cet établissement et de l'aide qui m'a apporté durant mon travail.*

*Ensuite, mes vifs remerciements sont destinés aussi à mon encadreur M<sup>ε</sup> DERNOUNI YOUSEF qui a fait preuve de coopération, de patience et de disponibilité à mon égard.*

*Mes sincères remerciements vont également à l'ensemble des enseignants de l'ENSH pour leur dévouement dans les formations didactique et appréciable qu'ils assurent durant tout notre cursus.*

*Je remercie d'avance les membres de jury de bien avoir accepté d'examiner ce travail.*

*Enfin je remercie tous qui ont porté leur assistance de près ou de loin tout au long de mon travail*

---

M.KEDDACHE

## *DEDICACES*

---

Je dédie ce travail spécialement :

À mon père pour son sacrifice qu'il a consenti à mon égard

À la personne la plus importante à mes yeux « ma mère que j'aime ».

À mes très chères sœurs et frères.

À mes camarades de promotion 2012 à qui je souhaite la réussite.

---

*M.KEDDACHE*

الهدف من هذه الدراسة هو ربط محطة تحلية مياه البحر بكاب جنات لمختلف شبكات التزويد بالمياه الصالحة للشرب للمناطق الساحلية. إن إعداد طريقة الربط هذه تتم في أول الأمر من تحليل الوضع الحالي للسكان ' البني التحتية لإمدادات المياه الموجودة و في طور الانجاز ' ثم تقدير حاجياتها من الماء في أفق 2030 ' نختار شبكة ربط الأفضل و الملائمة من الناحية التقنية و الاقتصادية. بعد اختيار الطريقة المثلي ' من الأساس حماية الأنابيب من الظاهرة الانتقالية (المطرقة المائية) و هذا بواسطة الخزانات الهوائية وتغطية خارجية من التآكل.

## Résumé :

L'objectif de la présente étude est de raccorder la station de dessalement de Cap Djinet aux réseaux d'eau potable des localités littorales.

L'élaboration de la variante de raccordement 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 2030, 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 aim of our study is to connect the station of desalination of Cap Djinet to the networks of drinking water of the coastal localities.

The development of the adjusting variant appears in the first place to the analysis of the situation present population and infrastructures of supply existing drinking water and realization. For the calculation of the demand in water on the horizon 2030, we have chosen the best variant in terms of adequate technical and economic.

After the choice of the variant, it is primordial to assure the protection of the pipes against the phenomena transient « Water hammer » by using air balloons, and by outside coating against the corrosion.

## SOMMAIRE

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

### **Chapitre I. présentation des localités à alimenter**

Introduction.....	2
I-2. PRESENTATION DE LA REGION.....	2
I-3. PRESENTATION DE PROJET.....	2
I-4. SITUATION ET CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUE DU SITE.....	2
I-4-1. Délimitation et situation géographique.....	2
I-4-2. Situation topographie et hydrographique.....	3
I-4-3.Situation géologique.....	5
I-4-4. Hydrogéologique.....	5
I-5. LES DONNEES CLIMATOLOGIQUES.....	5
I-5-1. Le climat.....	5
I-5-2. La température.....	5
I-5-3. La pluviométrie.....	6
I-5-4. L'humidité.....	6
I-5-5. Sismicité.....	6
I-5-6. Glissement des terres.....	6
I-6. POTENTIALITES DE LA REGION.....	6
I-6-1. Infrastructures routières.....	6
I-6-2. Domaine touristique.....	6
I-6-3. Domaine de pêche.....	7
I-7. POPULATION.....	7
I-8. SITUATION HYDRAULIQUE.....	8
I-8-1.Système d'Approvisionnement en eau potable.....	8
I-8-2. Production d'eau.....	9
I-8-3.Synthèse et analyse de la situation hydraulique.....	10
Conclusion.....	10

### **Chapitre II. Description du système de dessalement d'eau de mer**

Introduction.....	11
II-1. TECHNIQUES DU DESSALEMENT DE L'EAU DE MER.....	11
II-1-1. L'osmose inverse.....	11
II-1-2. Les procédés de distillation.....	11
II-2. IMPLANTATION DE LA SDEM DE CAP DJINET.....	11
II-3. DESCRIPTION DE L'USINE DU DESSALEMENT.....	12
II-3-1. Première phase (Le prétraitement).....	12
II-3-2. Seconde phase (le traitement par osmose inverse).....	13
II-3-3. Troisième phase (poste-traitement).....	15
II-4. ENJEUX ENVIRONNEMENTAUX ET ECONOMIQUES.....	15
II-4-1.Économiques.....	15
II-4-2. Environnementaux.....	15
II-5. QUALITE DE L'EAU.....	16
Conclusion.....	17

### **Chapitre III. Besoins en eau des localités**

Introduction.....	18
III-1. EVALUATION DE L'ACCROISSEMENT DE POPULATION.....	18
III-1-1. Population de la région d'étude.....	18

III-1-2. Population de la zone d'étude supplémentaire.....	20
III-2. SCENARIOS DE LA DEMANDE.....	21
III-2-1. Évolution de la dotation.....	21
III-2-2. Évolution de rendement des réseaux.....	21
III-3. CATEGORIES DES BESOINS EN EAU.....	22
III-3-1. Besoins domestiques.....	22
III-3-2. Besoins administratifs, artisanat et petite industrie.....	22
III-3-3. Demande en eau industrielle.....	22
III-3-4. Besoins touristiques.....	22
III-4. VARIATION DE LA CONSOMMATION.....	23
III-4-1. Evaluation des débits moyenne journalière.....	23
III-4-2. Comparaison des demandes en eau.....	26
III-4-3. Variation de la consommation journalière.....	27
III-4-4. Variation de la consommation horaire.....	28
III-5. BILAN HYDRIQUE ET SCHEMA D'AFFECTATION.....	29
III-5-1. Bilan « Ressources – Besoins » sans SDEM.....	29
III-5-2. Schéma d'affectation.....	30
Conclusion.....	31

### **Chapitre IV. Étude des réservoirs**

Introduction.....	32
IV-1. UTILITES ET TYPES DE RESERVOIRS.....	32
IV-2. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES (TUYAUTERIE ET ROBINETTERIE).....	33
IV-3. IMPLANTATION GEOGRAPHIQUE DES RESERVOIRS.....	34
IV-4. CAPACITE DES RESERVOIRS.....	35
IV-5. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS.....	35
IV-5-1. Bâche des stations de pompage.....	35
IV-5-2. Réservoirs tampons.....	36
IV-5-3. Réservoirs terminaux.....	37
IV-6. CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DES RESERVOIRS.....	47
IV-7. PROTECTION DES RESERVOIRS.....	49
Conclusion.....	50

### **Chapitre V. Etude des variantes**

Introduction.....	51
V-1. DEMARCHES D'IDENTIFICATION DES VARIANTES.....	51
V-2. CRITERES DU CHOIX.....	51
V-2-1. Tracés.....	51
V-2-2. Matériaux de canalisation.....	51
V-3. VARIANTES D'ADDITION.....	53
V-3-1. Types d'adduction.....	53
V-3-2. Comportement d'une adduction.....	53
V-3-3. Proposition de variantes de raccordement.....	54
a. Variante A.....	54
b. Variante B.....	56
V-4. DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES EN REFOULEMENT.....	56
V-4-1. Méthodes du calcul.....	56
➤ Formule de BRESS.....	56
➤ Formule de BONNIN.....	56
➤ Pertes de charge.....	57

➤ La hauteur manométrique totale.....	58
➤ Puissance absorbée par la pompe.....	59
➤ Energie consommée par la pompe.....	59
➤ Frais d'exploitation.....	59
➤ Frais d'amortissement.....	59
V-4-2. Détermination des diamètres économiques.....	59
a) Variante A.....	59
b) Variante B.....	62
V-5. DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES GRAVITAIRE.....	63
V-5-1. Méthode du calcul.....	63
V-5-2. Détermination des diamètres avantageux.....	65
a) Variante A.....	65
b) Variante B.....	68
V-6. COMPARAISON DES VARIANTES.....	69
V-6-1. Calage du réservoir tampon.....	69
V-6-2. Critères de comparaison.....	70
V-6-3. Contraintes relatives au tracé choisi.....	71
V-6-4. Principe de fonctionnement d'un régulateur de pression aval.....	71
Conclusion.....	71

## **Chapitre VI. Etude du pompage**

Introduction.....	72
VI-1. CHOIX DE SITE D'EMPLACEMENT DES STATIONS DE POMPAGE.....	72
VI-2. TYPES DE POMPE CENTRIFUGE.....	72
VI-3. CHOIX DU TYPE DE POMPE.....	72
VI-4. CHOIX DES POMPES EN PARALLELE OU EN SERIE.....	73
VI-4-1. Refoulement SP1-RT (EL Hmadna).....	74
VI-4-2. Refoulement SP2- SP3.....	74
VI-4-3. Refoulement SP3-réservoir la ZHUN.....	75
VI-5. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES.....	75
VI-6. POINTS DE FONCTIONNEMENT DES POMPES.....	78
V-6-1. Refoulement : SP 1 - Réservoir tampon.....	79
V-6-2. Refoulement : SP 2 – SP3.....	80
V-6-3. Refoulement SP 3 – R (la ZHUN).....	81
VI-7. FONCTIONNEMENT OPTIMAL DES POMPES.....	82
VI-7-1. Refoulement SP1-Bâche SP3.....	84
a. Réduction de la vitesse de rotation.....	84
b. Vannage.....	84
c. Rognage.....	85
d. Diminution du temps de pompage.....	85
VI-7-2. Refoulement SP2-Réservoir la ZHUN.....	85
VI-8. ÉQUIPEMENTS HYDRAULIQUES EN AMONT ET EN AVAL DE LA POMPE.....	88
VI-8-1. Équipements en amont de la pompe.....	88
VI-8-2. Équipements en aval de la pompe.....	88
VI-9. RISQUE DE CAVITATION DES POMPES.....	89
VI-10. CHOIX DES MOTEURS D'ENTRAINEMENT.....	92
VI-10-1. Puissance et vitesse de rotation des moteurs.....	93
VI-10-2. Type et caractéristiques des moteurs.....	93
VI-11. Bâtiments des stations.....	95
Conclusion.....	95



## **Chapitre VII. Pose et protection des canalisations**

Introduction.....	96
VII-1. ÉQUIPEMENTS RELATIF A LA CONDUITE.....	96
VII-2. POSE DE CANALISATION.....	97
VII-2-1. Profils types d'excavation.....	98
VII-2-2. Etapes de mise en place des canalisations.....	98
VII-3. PROTECTION DES CANALISATIONS CONTRE LA CORROSION.....	99
VII-4. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire.....	99
VII-4-1. Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	100
1. Cas d'arrêt brusque d'une pompe.....	101
2. Cas de fermeture brusque d'une vanne.....	101
VII-4-2. Valeur numérique du coup de bélier.....	102
VII-4-3. Conséquences du coups de bélier.....	102
VII-5. Moyen de protection des conduites contre le coup de bélier.....	103
VII-5-1. Les volants d'inertie.....	104
VII-5-2. Les soupapes de décharge.....	104
VII-5-3. Les réservoirs d'air.....	104
VII-5-4. Les cheminées d'équilibre.....	104
VII-6. Calculs de coup de bélier (cas des conduites gravitaire).....	105
VII-7. Calcul de coup bélier (cas des conduites en refoulement).....	107
➤ Méthode de Vibert.....	107
➤ Méthode de Bergeron.....	107
VII-7-1. Méthode de Vibert.....	107
VII-7-2. Méthode de Bergeron.....	109
VII-8. Installation du réservoir d'air.....	116
Conclusion.....	116
Conclusion générale.....	117

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre I : Présentation des localités à alimenter

Tableau I-1: Évolution de la population des communes au cours des quatre derniers recensements.....	07
Tableau I-3: Etat de la production mensuelle d'eau des cinq communes.....	09

### Chapitre II. Description du système de dessalement d'eau de mer

Tableau II-1: Composition moyenne de l'eau de mer pour une salinité de 35 g/l.....	12
Tableau II-2: Récapitulatif des causes et des prétraitements appropriés à la première phase de traitement.....	13
Tableau II-3: Normes de qualité de l'eau potable.....	16

### Chapitre III. Besoins en eau des localités

Tableau III-1: Evolution de taux d'accroissement des localités concernés à l'horizon de 2030.....	18
Tableau III-2: L'évolution de la population de la zone d'étude à l'horizon du projet 2030.....	18
Tableau III-3: Evolution de la population de la zone supplémentaire à l'horizon du projet 2030.....	20
Tableau III-4: Evolution de la dotation moyennes selon l'hypothèse tendancielle.....	21
Tableau III-5: Rendement des réseaux selon les deux hypothèses Tendancielle.....	22
Tableau III-6: Répartition prévisionnelle de la consommation selon les usages en % de la consommation domestique.....	22
Tableau III-7: Les importants équipements touristiques existents dans la région d'étude.....	23
Tableau III-8: Evolution des besoins en eau par communes jusqu'à l'horizon du projet.....	24
Tableau III-9: Evolution de la demande en eau par communes jusqu'à l'horizon du projet.....	25
Tableau III-10: Récapitulatif des demandes en eau de la population à l'horizon du projet (2030).....	26
Tableau III-11: Tableau récapitulatif des consommations journalières.....	27
Tableau III-12: Variation du coefficient $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitant.....	28
Tableau III-13: Variation du coefficient $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitant.....	28
Tableau III-14: Tableau donnant le coefficient $K_{max}$ h en fonction du nombre d'habitants.....	29
Tableau III-21: Tableau récapitulatif du bilan hydrique actuel et à horizons 2030 (sans SDEM).....	30
Tableau III-22: Récapitule du bilan et l'affectation de la ressource de la SDEM à l'horizon 2030.....	30

### Chapitre IV. Étude des réservoirs

Tableau IV-1: Evaluation du volume résiduel du réservoir El Boor (Zemmouri).....	38
Tableau IV-2: Evaluation du volume résiduel du réservoir Koudiet El Arais (Leghata).....	39
Tableau IV-3: Evaluation du volume résiduel du réservoir Ain El Hamra.....	40
Tableau IV-4: Evaluation du volume résiduel du réservoir Douar Nouacer.....	41
Tableau IV-5: Evaluation du volume résiduel du réservoir chef-lieu (Cap Djinet).....	42
Tableau IV-6: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Mazer.....	43
Tableau IV-7: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Lalaoui.....	44
Tableau IV-8: Evaluation du volume résiduel du réservoir Thouabet.....	45
Tableau IV-9: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la ZHUN.....	46
Tableau IV-10: Tableau récapitulatif donnant les capacités des réservoirs.....	47
Tableau IV-11: Dimensions des réservoirs terminaux.....	48
Tableau IV-12: Dimensions des réservoirs tampon, d'équilibre et des bâches de reprise.....	49

## **Chapitre V. Etude des variantes**

Tableau V-1: Calcul de la HMT du tronçon SP1-RT (EL Hmadna).....	60
Tableau V-2: Frais d'amortissement et frais d'exploitation du tronçon SP1-RT (EL Hmadna).....	60
Tableau V-3: Calcul de la HMT du tronçon SP2-Bâche SP3.....	61
Tableau V-4: Frais d'amortissement et frais d'exploitation du tronçon SP2-Bâche SP3.....	61
Tableau V-5: Calcul de la HMT du tronçon SP3-réservoir la ZHUN.....	62
Tableau V-6: Frais d'amortissement et les frais d'exploitation du tronçon SP3-réservoir la ZHUN.....	62
Tableau V-7: Calcul de la HMT du tronçon SP1-RT (Ouled Samir).....	63
Tableau V-8: Frais d'amortissement et frais d'exploitation du tronçon SP1-RT (Ouled Samir).....	63
Tableau V-9: Coefficients K, m, $\beta$ pour différents type du matériau.....	64
Tableau V-10: Altitudes des différents points de l'adduction gravitaire principale.....	66
Tableau V-11: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction gravitaire principale.....	66
Tableau V-12: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction gravitaire principale.....	67
Tableau V-13: Altitudes des différents points de l'adduction gravitaire secondaire.....	67
Tableau V-14: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction gravitaire secondaire.....	67
Tableau V-15: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction gravitaire secondaire.....	68
Tableau V-16: Altitudes des différents points de l'adduction gravitaire.....	68
Tableau V-17: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction gravitaire.....	69
Tableau V-18: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction gravitaire.....	69
Tableau V-19: Le coût d'investissement et de mise en œuvre des conduites de la variante A.....	70
Tableau V-20: Le coût d'investissement et de mise en œuvre des conduites de la variante B.....	70

## **Chapitre VI. Etude du pompage**

Tableau VI-1-a: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	74
Tableau VI-1-b: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	75
Tableau VI-1-c: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	75
Tableau VI-2-a: Calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1-RT.....	79
Tableau VI-2-b: Valeurs de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1-bâche SP3.....	80
Tableau VI-2-c: Valeurs de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP3-R (la ZHUN).....	81
Tableau VI-3: Récapitulatif des calculs du calage des pompes des trois stations.....	92
Tableau VI-4: Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	92
Tableau VI-5: Récapitulatif des calculs de la puissance et vitesse de rotation des moteurs.....	93
Tableau VI-6: Type et caractéristiques des moteurs des stations de pompage.....	93

## **Chapitre VII. Pose et protection des canalisations**

Tableau VII-1: Temps de fermeture en fonction de surpression maximale.....	106
Tableau VII-2: Temps de fermeture en fonction du nombre de pas.....	107
Tableau VII-3: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction en refoulement.....	108
Tableau VII-4: Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction par refoulement.....	109
Tableau VII-5: Calcul du réservoir d'air.....	114

## LISTE DES FIGURES

### **Chapitre I : Présentation des localités à alimenter**

Figure I-1 : La situation géographique de la zone d'étude.....	04
Figure I-2 : Histogramme d'évolution de la population des localités à alimenter.....	07

### **Chapitre II. Description du système de dessalement d'eau de mer**

Figure II-1 : Schéma général d'une installation du dessalement.....	12
Figure II-2 : Elément constitutifs d'une unité d'osmose inverse.....	14
Figure II-3 : Principe de l'osmose et de l'osmose inverse.....	14

### **Chapitre III. Besoins en eau des localités**

Figure III-1 : Histogramme représentatif de l'évolution des populations à desservir à l'horizon du projet.....	20
Figure III-2 : Répartition de la demande en eau par localité à l'horizon du projet.....	26
Figure III-3 : Schéma d'affectation de la ressource de la SDEM.....	31

### **Chapitre V. Etude des variantes de raccordement**

Figure V-3 : Schémas vertical de la variante du raccordement A.....	55
---	----

### **Chapitre VI. Etude du pompage**

Figure VI-1.a : Réseaux des pompes types KSB Multi-tec (n=2900).....	73
Figure VI-1.b : Réseaux des pompes types KSB Multi-tec (1750 tr/min).....	74
Figure VI-2.a : Les courbes caractéristiques de la pompe type KSB Multi-tec 150-12,2 pour la station de pompage N°1.....	76
Figure VI-2.b : Les courbes caractéristiques de la pompe type KSB Multi-tec 125-10,2 pour la station de pompage N°2.....	77
Figure VI-2.c : Les courbes caractéristiques de la pompe type KSB Multi-tec 100-8,1 pour la station de pompage N°3.....	78
Figure VI-3.a : Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage N°1.....	80
Figure VI-3.b : Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage N°2.....	81
Figure VI-3.c : Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage N°3.....	82
Figure VI-4.a : Modes de réglage de la station de pompage N°2.....	87
Figure VI-4.c : Modes de réglage de la station de pompage N°3.....	88
Figure VI-5 : Équipements en aval et en amont de la pompe.....	89
Figure VI-6 : Exemples d'installations (en charge, en aspiration).....	90
Figure VI-7 : Des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles.....	93
Figure VI-8 : Grille de sélection des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles.....	94

### **Chapitre VII. Pose et protection des canalisations**

Figure VII-1 : Exemples d'accessoires relatif à la conduite (Documents SAINT-GOBAIN).....	97
Figure VII-2 : Etats d'une conduite gravitaire (Cas de fermeture brusque d'une vanne.....	102
Figure VII-3 : Variation de la pression en fonction de temps de fermeture du robinet vanne.....	106
Figure VII-4 : Etranglement au moyen d'une tuyère.....	112
Figure VII-5 : Epure de BERGERON.....	115
Figure VII-6 : Schéma type d'installation du réservoir d'air.....	116

## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche N°1** : Schémas synoptique de la variante de raccordement.

**Planche N°2** : Levé topographique du tronçon : Chef-lieu-réservoir Mazer Commune Cap Djinet

**Planche N°3** : Profils en long des adductions en refoulement.

**Planche N°4** : Profils en long des adductions gravitaire principale.

**Planche N°5** : Profils en long des adductions gravitaire secondaire.

**Planche N°6** : Schémas de la station de pompage de haut Dellys.

**Planche N°7** : Plans du réservoir tampon projeté  $2 \times 5000 \text{m}^3$  (EL Hmadna).

## NOMENCLATURE

### Abréviations

ACL  
ADE  
AEP  
CW  
DREW  
F  
hab  
MOD  
OI  
OMS  
PE  
PVC  
R  
RGPH  
RN  
RT  
SDEM  
SP  
SPET  
ZET  
ZHUN

### Définitions

Agglomération chef-lieu  
Algérienne des eaux  
Alimentation en eau potable  
Chemin wilaya  
Direction des ressources en eau de la wilaya  
Forage  
Habitant  
Matières organiques dissoutes  
Osmose inverse  
Organisation mondiale de la santé  
Polyéthylène  
Polychlorures de vinyle  
Réservoir  
Recensement globale de la population et de l'habitat  
Route national  
Réservoir tampon  
Station de dessalement d'eau de mer  
Station de pompage  
Système de production d'eau Takesbt  
Zone d'expansion touristique  
Zone habitat urbaine nouvelle

### Symboles

Cp  
Ct  
DA  
DN  
Hg  
Hmt  
Leq  
NGA  
NPSHd  
NPSHr  
Pabs  
PN  
PU  
TOL

### Définitions

Côte piézométrique  
Côte naturel  
Dinar algérienne  
Diamètre nominal  
Hauteur géométrique  
Hauteur manomètre totale  
Longueur équivalente  
Nord géographique algérien  
Charge nette d'aspiration disponible  
Charge nette d'aspiration requise  
Puissance absorbée  
Pression nominale  
Prix unitaire  
Taux d'occupation des logements

### Unités

m  
m  
DA  
mm  
m  
m  
m  
m  
m  
Kw  
m  
DA  
Personne

# **INTRODUCTION GENERALE**

## *INTRODUCTION GENERALE*

---

L'eau est un bien essentiel à la vie et une ressource limitée faisant partie du grand système écologique dans lequel nous vivons et dont notre vie dépend. Toute personne ou organisme qui pourvoit à l'approvisionnement en eau potable ou qui désire le faire, devrait donc viser l'utilisation la plus rationnelle possible de cette ressource en tentant de promouvoir la santé publique des usagers, de maintenir la salubrité du milieu et de préserver l'équilibre écologique ainsi que l'esthétique du milieu.

Pour faire face à un stress hydrique persistant et à une insuffisance des ouvrages de mobilisation des ressources en eau, les pouvoirs publics algériens ont décidé, dès 2001, de se tourner résolument vers des solutions moins conventionnelles et moins dépendantes des aléas climatiques. Ainsi de s'orienter vers l'option dessalement d'eau de mer, dont le projet de la réalisation d'une station du dessalement d'eau de mer à Cap Dijinet a permis, à la Wilaya de BOUMERDES, de consolider ces ressources en eau.

Le but de ce travail est donc de faire l'étude d'un projet d'adduction pour l'approvisionnement en eau potable des communes côtières situé au Nord Est de la wilaya. Dans ce cadre s'inscrit notre projet de fin d'études qu'on a pu être mené grâce à une documentation diversifiée sur l'alimentation en eau potable et sur le dimensionnement des ouvrages hydraulique.

Le travail s'articule autour de sept chapitres:

- ✓ La description générale de la zone de projet, de point de vue géographique, démographique et situation existante des systèmes d'approvisionnements en eau potable.
- ✓ Description de la station du dessalement, dont le procédé d'osmose inverse utilisé pour la production d'eau.
- ✓ Besoins en eau : Evaluation de la population des communes concernées, leurs besoins permanent et saisonnière aux différents horizons, ceci permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation.
- ✓ Les réservoirs : Projection des réservoirs de différents types aux endroits bien déterminés afin de remplir leurs rôles appropriés.
- ✓ Etude des variantes : Le choix de la variante de raccordement en tenant compte le tracé le plus économique et le matériau des canalisations, afin de dimensionner l'adduction gravitaire et celle de refoulement.
- ✓ Etude du pompage : Détermination des équipements (pompe et moteurs électriques) des stations de pompage qui répondant aux exigences demandés, par la suite application des modes de réglages afin d'optimiser le fonctionnement de ces dernière.
- ✓ La protection des conduites : Analyse et projection de moyens de protection contre les phénomènes transitoires par l'installation de différents dispositifs sur les conduites. D'autre part la protection contre la corrosion et en fin la nécessité d'apporter une attention particulière lors de pose de la conduite et la façon doit être posée dans la tranchée.

Et enfin on terminera ce travail avec une conclusion générale récapitule les différents résultats données par cette étude.



# **CHAPITRE I**

## **Présentation des localités à alimenter**

### **INTRODUCTION :**

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

### **I-2. PRÉSENTATION DE LA RÉGION:**

La wilaya de Boumerdes est une wilaya côtière de centre du pays qui s'étend sur une superficie de 1 456,16 Km<sup>2</sup> avec 100 Km de profil littoral allant du cap de Boudouaou El Bahri à l'Ouest, à la limite Est de la commune de Afir.

Elle compte actuellement 32 Communes regroupées autour de 09 Daïras : Boumerdes – Boudouaou – Bordj-Menaïl – Baghlia – Dellys – Isser – Khemis El Khechna – Naciria et Thénia, selon le découpage territorial administratif. Sa population est évaluée au dernier recensement de 2008 à 801 068 habitants, la répartition de cette masse sur son territoire est homogène avec une nette concentration au niveau des agglomérations chefs-lieux de communes. L'approvisionnement en eau potable de cette dernière a connu devers perturbations à cause de l'insuffisance de la ressource d'eau superficielle et souterraine.

### **I-3. PRÉSENTATION DE PROJET :**

Le projet a pour objectif la réalisation des infrastructures (adductions, stockage, stations de pompages) de raccordement en eau potable les agglomérations déficitaires à l'aval de la station de dessalement des eaux de mer (SDEM) de Cap Djinet. La zone d'étude se situe à la partie EST de la wilaya, les communes concernées par le projet sont les suivantes : Cap Djinet, Sidi Daoud, Dellys, Leghata et Zemmouri

### **I-4. SITUATION ET CARACTÉRISTIQUES MORPHOLOGIQUE DU SITE :**

#### **I-4-1. Délimitation et situation géographique :**

Le périmètre de l'étude est défini comme la zone géographique et administrative englobant cinq (05) communes côtières, situées au Nord-est de la wilaya de Boumerdes (voir figure I-1). Les délimitations régionales des communes sont :

- **Cap Djinet** (à 34 km à l'EST du chef-lieu de la wilaya) :
  - Au Nord : par la mer méditerranéen.
  - Au Sud : par les communes Bordj Menaïl, et Ouled Aissa.
  - A l'Est : par la commune Sidi Daoud.
  - A l'Ouest : par la commune Leghata.
- **Sidi Daoud** (à 44 km à l'EST du chef-lieu de la wilaya) :
  - Au Nord : par la mer méditerranéen.
  - Au Sud : par les communes Baghlia, et OuledAissa.
  - A l'Est : par les communes Dellys et Ben Choud.
  - A l'Ouest : par la commune Cap Djinet.
- **Dellys** (à 54 km à l'EST du chef-lieu de la wilaya) :
  - Au Nord : par la mer méditerranéen.
  - Au Sud : par la commune Ben Choud.
  - A l'Est : par la commune Afir.

- A l'Ouest : par la commune Sidi Daoud.
- **Leghata** (à 27 km à l'EST du chef-lieu de la wilaya) :
  - Au Nord : par la mer méditerranéen.
  - Au Sud : par la commune Si Mestapha et Bordj Menaïl.
  - A l'Est : par la commune Cap djinet.
  - A l'Ouest : par la commune Zemmouri.
- **Zemmouri** (à 18 km à l'EST du chef-lieu de la wilaya) :
  - Au Nord : par la mer méditerranéen.
  - Au Sud : par la commune Si Mestapha.
  - A l'Est : par la commune Leghata.
  - A l'Ouest : par la commune Thenia.

### I-4-2. Situation topographie et hydrographique :

Le relief de la zone d'étude est relativement montagneux à l'Ouest. Montant de la mer méditerranée vers les hauteurs là où des contreforts de l'atlas tellien forment des collines d'altitude variable (jusqu'à 200 m), s'inclinant vers la mer (le Nord), une zone de montagne située au Nord-Ouest de la commune de Zemmouri dont l'altitude moyenne avoisine les 400m.

Par contre à l'Est est mouvementé et coupé de collines dans la partie Sud. Il revêt un aspect semi montagneux. L'altitude atteint 550m à 600 m au Sud-est. Les versants de la crête descendent vers l'Oued Oubay à l'Est, tandis qu'à l'Ouest les collines s'effacent progressivement jusqu'à la vallée de l'Oued Sebaou.

Le réseau hydrographique est très dense et important qui provient de la chaîne du Djurdjura, il représente un potentiel assez important sur la région, est constitués de :

- Oued Isser : il est assez large et une vallée alluviale. Contient le siège d'une nappe importante et très exploitée, drainant la partie occidentale de la chaîne du Djurdjura et les collines de Chaabet El Ameurs.
- Oued Sebaou : seconde Oued par son importance, provient de la chaîne orientale de Djurdjura
- Oued Oubay : moins important situé dans le massif côtier de Dellys.
- Oued El Arbaa: limite naturelle de deux communes Cap Djinet et Sidi Daoud, il provient d'un plan d'eau qui constitue une retenue collinaire.
- Oued Amara : à l'Ouest de la commune de Cap Djinet provient d'une retenue collinaire.
- Oued EL Merdja au centre de la commune Zemmouri.

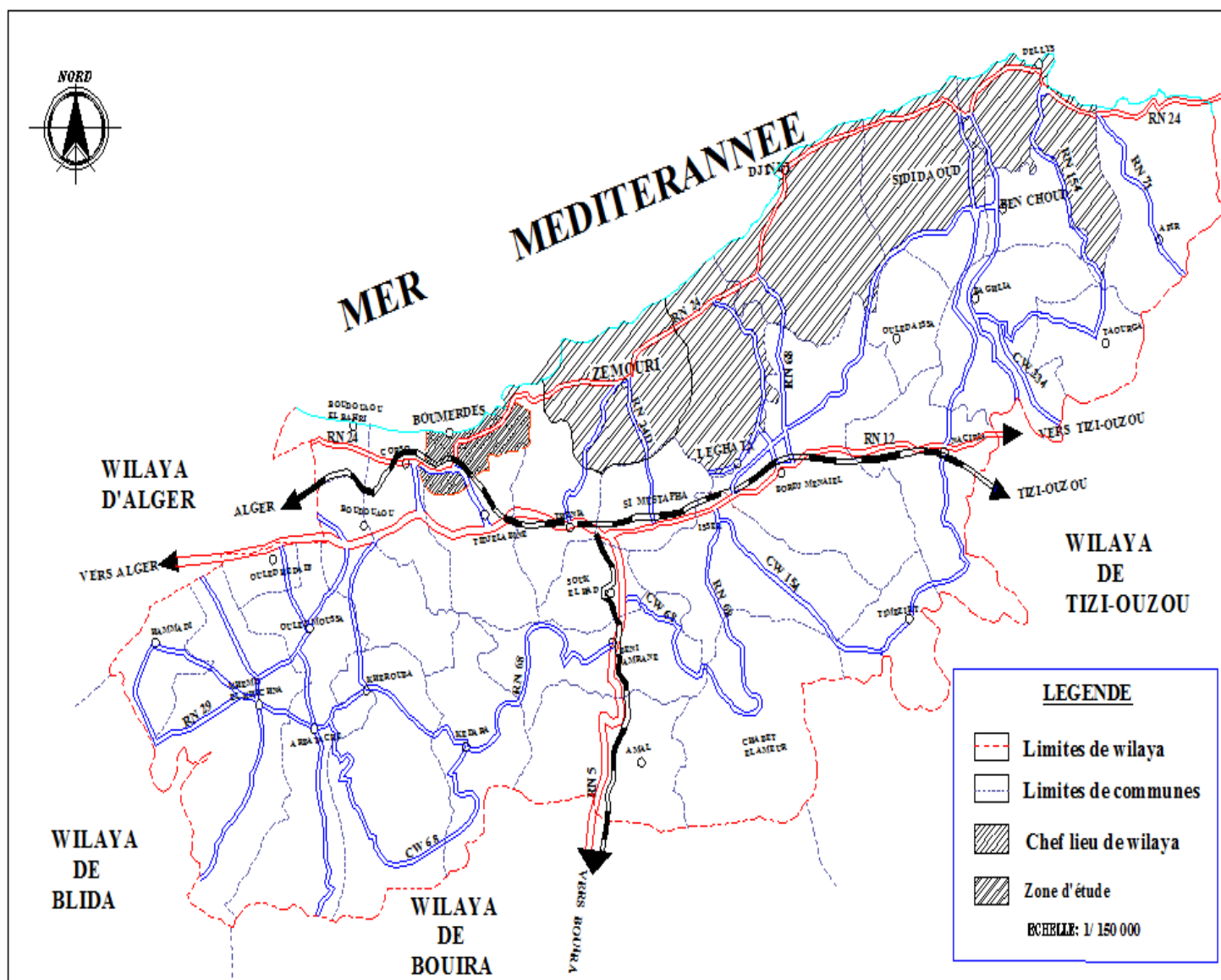


Figure I-1 : La situation géographique de la zone d'étude. Source (DREW)

### I-4-3. Situation géologique :

La région d'étude appartient au domaine tellien de Nord d'Algérie, caractérisée par :

- Les vallées du basse Sebaou et Isser caractérisées par une dépression comblée d'alluvions. Ces couvertures alluvionnaires reposent sur les marnes et argiles du Miocène inférieur et de l'Oligocène qui affleurent aux bordures des vallées. des fragments de terrasses alluviales sont présents sur les reliefs aux bordures des vallées. Elles se révèlent être de faible extension et de faibles perméabilités.
- Roches volcaniques d'âge Miocène : Constituées de Spilites, Basaltes, Tufs et Rhyolites.
- Unité tellien de Dellys : former essentiellement des marnes et calcaires marneux.
- Formations numidiennes : qui débute par des argiles sous numidiennes suivi par des Grés numidiennes et qui se termine par des argiles et marnes supra-numidiennes.
- Unités de flyschs de haut Sebaou.
- Néogène post-nappe : Constituées de marnes, conglomérats et grés.

### I-4-4. Hydrogéologique :

D'après les caractéristiques hydrogéologiques des formations des bassins versants de la région on distingue :

- **Formations peu perméables Miocène marneux** : elles constituent le substratum imperméable dans la nappe alluviale de la vallée du Sebaou (ne représente aucun intérêt hydrogéologique)
- **Socle métamorphique** : quoique altéré et fracturé, il demeure un réservoir modeste. Il existe quelque source dans les schistes et gneiss à très faible débit.
- **Massif du Djurdjura** : c'est un réservoir très important dans la région de la Kabylie. L'Oued Sebaou et ses affluents prennent leur source dans ce massif.
- **Le remplissage quaternaire** : essentiellement fluvatile, il représente en raison de l'importance de ses caractéristiques hydrogéologiques le réservoir le plus important. L'eau de cette nappe sont bicarbonatées, calciques et magnésiennes à tendance chlorurée et sodique. Malgré son caractère dur elle présente une bonne qualité.

## I-5. LES DONNEES CLIMATOLOGIQUES :

### I-5-1. Le climat :

La région est caractérisée par un climat méditerranéen avec une période froide et humide allant de novembre à mai et une période chaude et sèche s'étendant sur les mois de juin à septembre.

### I-5-2. La température :

Au nord d'Algérie, précisément dans les villes côtières, la température hivernale varie entre 8 °C à 15 °C. Elles grimpent à 25 °C au mois de mai pour atteindre une moyenne de 30 °C 34 °C en juillet et août. Sur les hauteurs le climat est beaucoup plus rude, la température avoisine les 3 °C voire -7 °C en hiver ou la neige y est fréquente, et des étés très chauds et secs.

### **I-5-3. La pluviométrie :**

Tandis que [climat](#) est [méditerranéen](#), les étés sont chauds et secs et les hivers sont doux et pluvieux et parfois enneigés. Cette zone est la plus humide d'Algérie, elle est caractérisée par une pluviométrie annuelle entre 400 et 1 000mm. Cependant, nous avons enregistré 112.6 mm seulement pendant l'année 2001. Ce qui implique l'insuffisance de la ressource superficielle et souterraine

### **I-5-4. L'humidité :**

La zone est une région humide en hiver l'humidité atteint 95 % tandis qu'en été descend à 57%.

### **I-5-5. Sismicité :**

La région d'étude, comme tout le Nord d'Algérie le risque sismique est très élevé, et fréquent, associé à une forte activité sismique liée à la collision de la plaque africaine et euro-asiatique. Après le séisme qui frappé la région en 2003, la région a été classé en zone de forte sismicité.

### **I-5-6. Glissement des terres :**

La région d'étude comprend des terrains consistant à compacité moyenne, néanmoins, l'altération due à la jonction des facteurs : (forte pente plus de 20%, eau, action des végétaux, alternance du gel/dégel.) diminue la résistance du sol donc le risqué de glissement n'est pas négligeable sur les zone de talus surtout en période hivernal.

## **I-6. POTENTIALITES DE LA REGION :**

### **I-6-1. Infrastructures routières :**

Les principaux axes routiers de la région sont :

- Les routes nationales : l'axe le plus important c'est la RN 24 qui travers toute le littoral des communes qui converge vers la capital Alger à l'Ouest et la wilaya Tizi-Ouzou à l'Est, RN 68 qui joint la ville Cap Djinet et Bordj menaïl, ainsi RN 71 de Dellys vers les limites de Tizi-Ouzou.
- Plusieurs Chemins wilaya qui joindraient entre ces routes nationale et les agglomérations urbaines telle que le chemin de wilaya la 154 ZHUN (Dellys) vers la commune de Taourgua au sud, CW 18 entre Sidi Daoud et Bordj-Menaïl.

### **I-6-2. Domaine touristique :**

Boumerdès se caractérise par une variété de reliefs alternant plaines côtières, vallées encaissées, montagnes, massifs boisés et hautes plaines, de ce fait elle présente une harmonie en matière de reliefs des plus admirables. Le portefeuille foncier touristique de la région d'étude est constitué des zones d'expansion touristiques au niveau des communes de Cap Djinet, Sidi Daoud, Zemmouri et Dellys d'une superficie globale de 1121 Ha, des plages sont parfois délimitées par des becs rocheux qui plongent à pic dans la mer offrant des points panoramiques (Rocher Noir, Cap Blanc, Cap Djinet...)

### **I-6-3. Domaine de pêche :**

La région dispose une façade maritime de 48 km d'environ et détient l'une des plus grandes zones de pêche de la wilaya et du pays. Elle est dotée aussi de grands ports mixtes (commerciale et pêche). A titre exemple le port de Dellys occupe une superficie de 6 ha et bénéficie de 460 m de jetées et de 638 mètres de

quais, permet de développer un ambitieux programme de pêche, à savoir la création des entreprise spécialisé dans l'aquaculture telle que de la ferme aquacole Cap Djinet qui atteint une production de 2000 tonne /an.

**I-7. POPULATION :**

D'après l'opération du RGPH de l'année 2008 qui a été exécutée en date du 16 avril 2008, on peut récapituler le nombre d'habitant des communes d'étude dans le tableau I-1.

Tableau I-1: Évolution de la population des communes au cours des quatre derniers recensements :

Communes	Superficie (km2)	Recensement de :				Densité en 2008 (hab/km2)
		1977	1987	1998	2008	
Cap Djinet	72.00	10 787	16 411	20 022	21 966	305
Sidi Daoud	76.90	8 396	12 601	14 889	16 900	220
Dellys	50.60	17 461	24 883	28 229	32 954	651
Leghata	51.50	6 256	9 489	11 885	13 692	266
Zemmouri	70.10	10 920	15 593	21 012	26 408	377
<b>Total</b>	321.1	53820	78977	96037	111920	349

L'évolution de nombre d'habitants par commune est représentée sur la figure suivante :

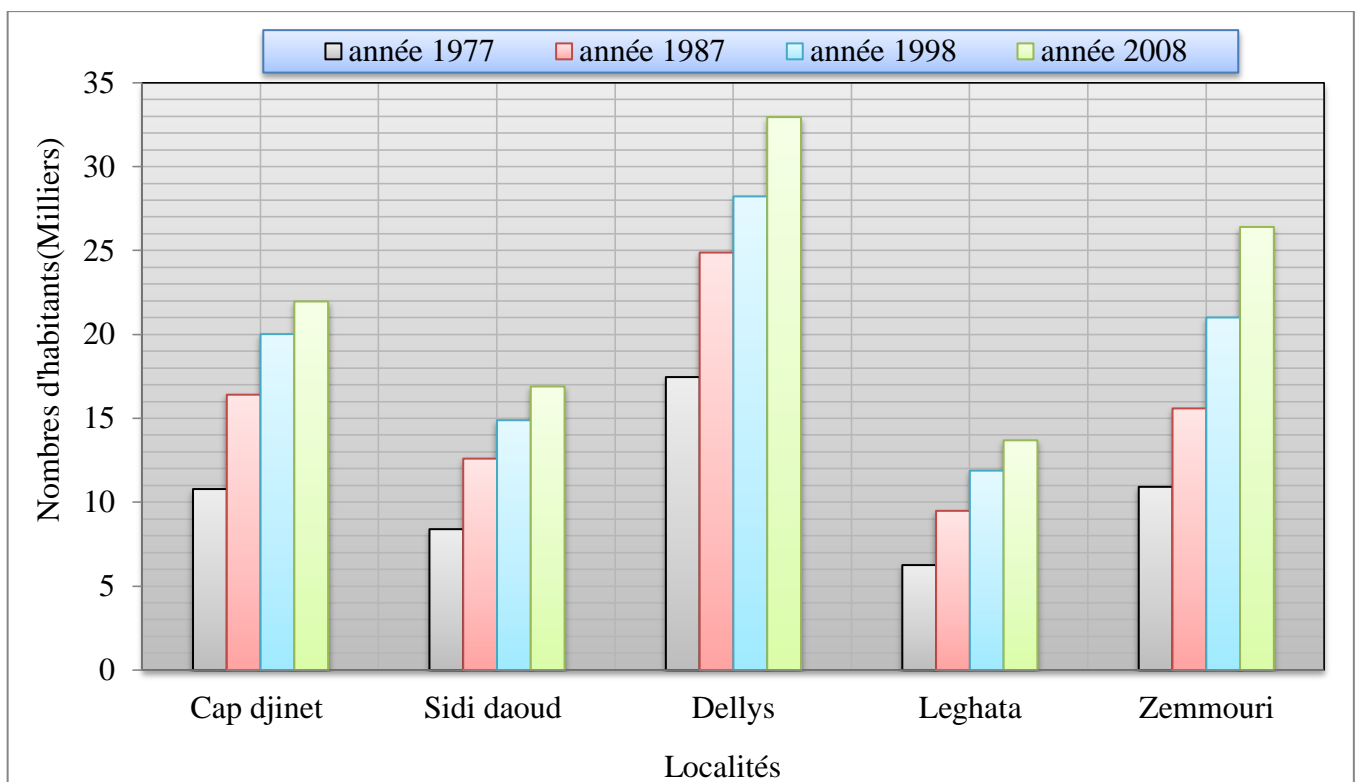


Figure I-2 : Histogramme d'évolution de la population des localités à alimenter.

**I-8. SITUATION HYDRAULIQUE :**

**I-8-1. Systèmes d'approvisionnement en eau potable :**

### • Cap Djinet :

Les agglomérations de la commune de Cap Djinet sont alimentées par les eaux souterraines à partir de deux forages situés au champ de captage d'Oued Isser près de la localité d'Ain El Hamra de capacité 108 m<sup>3</sup>/h ensemble, avec un débit d'exploité de 74 m<sup>3</sup>/h. il existe aussi un autre forage en cours d'équipement pour renforcer le débit refoulé.

L'ossature principale du système d'adduction est constituée par :

- Une conduite en fonte DN 300 mm permet le refoulement des eaux de puis le champ de captage vers le réservoir R2, situé sur la colline en face du captage à proximité de la carrière.
- Un piquage en acier DN 150 mm transporte les eaux vers le réservoir R1 de 1000 m<sup>3</sup> à Ouled Ali, la répartition des débits se fait par vanne de réglage au niveau du piquage.
- Ces deux réservoirs alimentent les réseaux de distribution via de petites adductions

Les pertes d'eau (adduction + réseau de distribution) est à estimées à 50 % soit 2 m<sup>3</sup> produits pour un m<sup>3</sup> consommé, avec un taux de raccordement de 50 %.

### • Sidi Daoud :

L'agglomération de Sidi Daoud (Sahel Bouberek) est alimentée par deux forages (F1, F2) situés au champ de captage Oued SEBAOU près du domaine Bourahli, le forage F2 est à l'arrêt pour mauvais qualité d'eau, par contre F1 débite 61.2 m<sup>3</sup>/h avec un débit d'exploitation de 50.4 m<sup>3</sup>/h. L'eau est refoulée vers le réservoir 500 m<sup>3</sup> situé sur les monts du Sahel Bouberek à la côte 142 m NGA à l'aide d'une conduite de DN 250 mm en fonte en cours de rénovation. Ce réservoir alimente gravitairement un autre réservoir de 500 m<sup>3</sup> situé à la côte 100 m NGA, le premier réservoir alimente les localités Ouled Si Hamani, Ouled Si Djillali, Souanine, Ouled Bounoua et Abdel Mirat et Mazer bas (commune de Djinet). Le second réservoir alimente les localités suivantes Sahel Bouberek et Ouled Taleb

Le taux de raccordement au réseau d'AEP est de l'ordre de 83 % de la commune, sur la base des données de l'algérienne des eaux de Boumerdes (ADE) et estimons que les pertes dans les réseaux d'adduction et de distribution est 45 %.

### • Dellys :

L'alimentation en eau potable de la commune de Dellys est assurée à partir des trois forages(F1,F2,F3) implantés sur la rive gauche de l'Oued Sebaou dans la commune de Ben Choud avec des débits de 15 l/s,60 l/s, alors que les débits exploités sont de 15 l/s, 44 l/s. à travers d'une conduite en refoulement de diamètre 600 mm en acier vers un réservoir de stockage de 2000 m<sup>3</sup> destiné à alimenter l'agglomération chef-lieu de la ville de Dellys.

Actuellement le F3 est à l'arrêt et remplacé par un autre F3r à 30 l/s. ce forage débite ses eaux vers un réservoir de stockage tampon de 500 m<sup>3</sup> et un château d'eau de 100 m<sup>3</sup> en passant par une station de reprise destiné aux agglomérations secondaire.

### • Leghata:

La localité de Koudiat EL Araïss est alimentée par un seul forage situé au champ de captage Oued Isser de capacité 72 m<sup>3</sup>/h avec un débit d'exploitation de 54 m<sup>3</sup>/h. L'eau est refoulée vers les réservoirs 2x300 m<sup>3</sup> de Koudiat Boudissa avec une conduite de DN 200 mm en PEHD rénovée récemment. Le taux



de raccordement au réseau d'AEP est de l'ordre de 70% sur la base des données de l'ADE les pertes techniques dans les réseaux d'adduction et de distribution sont estimées à 45 %.

- **Zemmouri :**

Les agglomérations de la commune de Zemmouri sont alimentées principalement par le réservoir 2x1500 m<sup>3</sup> de Si Mustapha (SPET) et par les deux forages de Leghata ZET4 et ZET2 situés au champ de captage Oued Isser, et un forage de capacité 36 m<sup>3</sup>/h près de la forêt de Sahel.

La conduite d'adduction DN 300(Acier) depuis les réservoirs 2x1500 m<sup>3</sup> de Si Mustapha arrive au réservoir principal 2x500 m<sup>3</sup> de Zemmouri situé à la côte 110mNGA. Le forage Sahel refoule l'eau vers le réservoir 2x500 m<sup>3</sup>, situé sur la colline en face du captage, par contre les eaux pompées depuis les forages de Leghata transitent par le réservoir 2x300 m<sup>3</sup> de Koudiat Boudissa par une conduite PVC DN 250. L'adduction depuis le champ de captage de Leghata est en PEHD DN 200 rénové récemment.

### I-8-2. Production d'eau :

D'après Les données récoltées auprès du Département Exploitation de l'ADE Boumerdes pour l'année 2008 concerne les cinq communes, la production mensuelle de chacune est indiquée dans le tableau suivant.

Tableau I-2 : Etat de la production mensuelle d'eau des cinq communes [Année 2008]

Mois	Volume produit [m3]				
	Cap Djinet	Sidi Daoud	Dellys	Leghata	Zemmouri
Janvier	39320	68 200	67 454	0	11 441
Février	38793	26 387	66 548	0	10 132
Mars	42159	27 148	45 211	0	23 897
Avril	79706	28 012	40 647	0	22 102
Mai	56853	27 647	36 447	6 912	29 846
Juin	47603	27 130	35 414	19 450	6 114
Juillet	55980	27 280	30 142	18 144	10 200
Août	37630	28'13	28 473	22 650	39 414
Septembre	43760	26 940	30 142	21 842	1 094
Octobre	49351	27 742	40 121	30 882	33 710
Novembre	53240	21 700	54 757	36 632	10 487
Décembre	45530	36 660	65 471	37 620	12 433
Moyenne	49160	31350	45069	16178	17573
<b>Total Année</b>	<b>639085</b>	<b>376196</b>	<b>585896</b>	<b>210310</b>	<b>228443</b>

**I-8-3. Synthèse et analyse de la situation hydraulique :**

- En première analyse on peut constater suite à cette phase de reconnaissance que l'agglomération d'étude est alimentée totalement par les eaux des nappes souterraines (nappe Oued Isser, Oued Sebaou).
- Les ressources en eaux mobilisées ne suffisent pas à satisfaire les besoins actuels et futur. L'effet cumulé des prélèvements intensifs et de la faible recharge des aquifères a provoqué un abaissement important des niveaux piézométriques et a généré des intrusions d'eau salée.
- La superficie totale des cinq communes est de l'ordre de 321.1 km<sup>2</sup>. La zone d'étude compte 111 920 Habitants en 2008, avec un taux d'accroissement moyen 1.3 %
- Les centres de l'étude sont alimentés par un ou plusieurs systèmes d'approvisionnement, constitués de forages, stations de pompes, réservoirs de stockages, adductions et réseaux de distribution.
- la rénovation de ces ouvrages est indispensable vue l'état des conduites d'acier existante pour les remplacées par la fonte où le PEHD et la qualité d'eau fournie par ces forages.
- La production moyenne annuel est variable atteint 2 039930m<sup>3</sup>, le volume perdu à cause des fuites (pertes techniques) est très élevée proche de 50%.

**Conclusion :**

Aboutissement de ce chapitre à permet d'obtenir une synthèse sur les différentes situations géographiques, topographiques, géologiques, climatiques, démographiques, et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable. Celle-ci nous a permis d'acquérir une parfaite connaissance du fonctionnement du réseau, et de se placer dans les meilleures conditions pour prendre en main le projet.

## **CHAPITRE II**

**Description du système de dessalement d'eau de mer**

### **INTRODUCTION :**

Aujourd'hui, le dessalement est devenu une solution tout à fait abordable pour faire face au manque d'eau douce, pour transformer l'eau de mer salée en eau potable près à boire, en effet ce chapitre a pour but de prendre une description générale sur la station de dessalement d'eau de mer de Cap Djinet et le système de production d'eau.

### **II-1. TECHNIQUES DU DESSALEMENT DE L'EAU DE MER :**

Les technologies actuelles de dessalement des eaux sont classées en deux catégories, selon le principe appliqué :

- Les procédés thermiques faisant intervenir un changement de phases (la congélation et la distillation).
- Les procédés utilisant des membranes: l'osmose inverse et l'électrodialyse.

Parmi les procédés précités, la distillation et l'osmose inverse sont des technologies dont les performances ont été prouvées pour le dessalement d'eau de mer. En effet, ces deux procédés sont les plus utilisées :

#### **II-1-1. L'osmose inverse :**

L'osmose inverse est un procédé de séparation de l'eau, des sels dissous au moyen de membranes semi-perméables sous l'effet de la pression. Ce procédé fonctionne à température ambiante et n'implique pas de changement de phase. Les membranes polymères utilisées laissent passer les molécules d'eau et ne laissent pas passer les particules et les sels dissous.

#### **II-1-2. Les procédés de distillation :**

Dans les procédés de distillation, il s'agit de chauffer l'eau de mer pour vaporiser une partie. La vapeur ainsi produite ne contient pas de sels, il suffit alors de condenser cette vapeur pour obtenir de l'eau douce liquide. Il s'agit d'accélérer le cycle naturel de l'eau.

### **II-2. IMPLANTATION DE LA SDEM DE CAP DJINET:**

Comme toute implantation, l'étude préliminaire d'une unité de dessalement commence par la recherche des données de base :

- Caractéristiques de l'eau de mer.
- Besoins en eau potable actuels et futurs.
- Géographie des sites envisagés : accès, localisation des consommateurs.
- Energies disponibles : électrique et/ou thermique

Le site d'implantation de la station de dessalement se trouve sur le territoire de la commune de Cap Djinet au lieu-dit Douar Mendil, à proximité de la RN24 et à environ 10 km au Nord de Bordj Ménaïel. Le terrain envisagé est situé à l'Est de l'Oued Isser, ainsi la centrale électrique de Cap Djinet. A cet endroit, le littoral se compose d'une plage entourée de terrains dunaires. Ce site présente comme principaux avantages d'offrir de vastes étendues plates disponibles au niveau de la mer et d'être à proximité d'une source d'électricité.

### **II-3. DESCRIPTION DE L'USINE DU DESSALEMENT :**

Le prélèvement d'eau se fait par pompage, à partir d'une prise d'eau de mer fixe, à différentes hauteurs en-dessous du niveau de la mer.

L'existence des sels dans l'eau de mer modifie les caractéristiques de l'eau : par exemple la masse volumique moyenne de l'eau de mer est de  $1,03 \times 10^3 \text{ kg.m}^{-3}$ . La composition de l'eau de mer est un ensemble complexe d'espèces inorganiques et organiques, la caractéristique la plus importante des eaux de mer est leur salinité, c'est-à-dire leur teneur globale en sels (chlorures de sodium et de magnésium, sulfates, carbonates). La salinité moyenne des eaux de la mer Méditerranée : est varié entre 36 à 39 g/l, et un pH moyen entre 7,5 et 8,4 (l'eau de mer est un milieu légèrement basique), les composants inorganique d'une eau de mer sont énumérés dans le tableau suivant :

Tableau II-1 : Composition moyenne de l'eau de mer pour une salinité de 35 g/l :

Substances	Teneur (g/l)	Substances	Teneur (mg/l)
Chlorure de sodium	27,2	Fluor	1,40
Chlorure de magnésium	3,8	Silice	1,0
Sulfate de magnésium	1,65	Azote	1,0
Sulfate de calcium	1,26	Phosphore	0,060
Sulfate de potassium	0,86	Baryum	0,055
Carbonate de calcium	0,12	Fer	0,050
Bromure de magnésium	0,076	Iode	0,050

L'eau de mer contient aussi matières organiques dissoutes (MOD) est un mélange complexe de molécules d'origines diverses. La concentration de chaque molécule est très faible, mais on peut trouver des milliers différentes molécules dans l'eau de mer, composé principalement de carbone organique dissous et de l'azote organique dissous.

La station du dessalement de Cap Djinet procède par la technique d'osmose inverse, comprendra les phases suivantes :

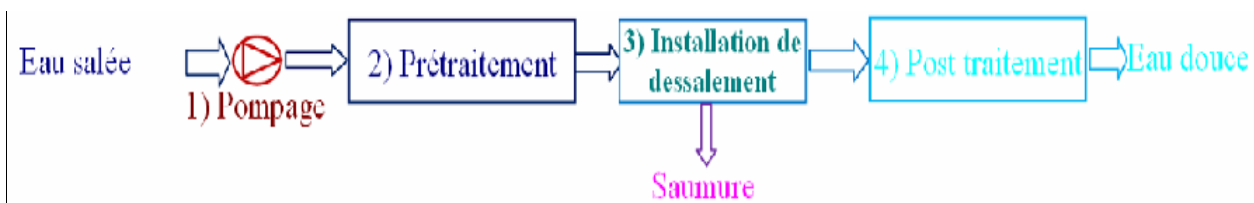


Figure II-1. Schéma général d'une installation du dessalement

### II-3-1. Première phase (Le prétraitement) [5] :

Les membranes d'osmose inverse à film mince sont sujettes au colmatage par des matières en suspension présentes dans l'eau de mer. Pour empêcher le colmatage de ces derniers des Procédés typiques de prétraitement physique et chimique mise en place sont récapitulés dans le tableau II-1, sinon on devra faire face à toute une série d'incidents tels que la réduction des échanges thermiques, l'obstruction partielle ou même totale de conduites.

Tableau II-2 : Récapitulatif des causes et des prétraitements appropriés à la première phase de traitement.

Colmatage	Causes	Prétraitements appropriés
Biologique	Bactéries, micro-organismes, virus.	- Oxydation
Particulaire	sable, argile (turbidité, solides en suspension)	- Filtration
Colloïdal	Complexes organiques et inorganiques, particules colloïdales, micro-algues.	- Coagulation + Filtration, - Floculation/décantation
Organique	Matière Organique (MO): acides humiques et fluviqques, bio-polymères	- Coagulation + Filtration - Adsorption sur charbon actif - Coagulation+ Ultrafiltration
Minéral	Calcium, Magnesium, Barium, sulfates et carbonates	- Anticalcaire - Acidification
Oxydant	Chlore, Ozone, KMnO4	- (méta) bisulfite de soude - Charbon Actif en Granulés

- **L'oxydation** : par le chlore ou l'ozone, agit sur les métaux (fer, manganèse), sur les matières organiques et détruit les germes vivants, les virus et les bactéries. La Chloration bloque la prolifération de ces organismes vivants.
- **Ajustement du pH** : l'addition d'acide comme l'acide sulfurique ( $H_2SO_4$ ) est nécessaire pour empêcher l'entartrage par  $CaCO_3$ .
- **Coagulation et floculation** : La coagulation est un processus qui consiste à neutraliser les charges portées par les substances colloïdales ou dissoutes indésirables à l'aide d'un produit chimique de charge opposée, appelé coagulant, afin de faciliter leur agglomération en flocons décantables ou filtrables. Pour améliorer la procédure de floculation, on utilise des floculats comme les polymères cationiques ou anioniques sont également rajoutés. Les coagulants les plus utilisés sont le chlorure ferrique ( $FeCl_3$ ), le sulfate ferrique ( $Fe_2(SO_4)_3$ ), et le sulfate d'aluminium ( $Al_2(SO_4)_3$ ).
- **La filtration** : elle est prévue pour protéger les pompes et les membranes et assurer le bon fonctionnement des pulvérisateurs (Filtration sur sable mono ou bicouche). la filtration sur sable est nécessaire pour éliminer les agglomérats produits lors de la coagulation.
- **Élimination de chlore résiduel** : Le chlore dissous dans l'eau libère l'ion hypochloreux ( $HClO^-$ ) qui est l'agent actif de la stérilisation. Pour éliminer le danger lié au chlore, différents composés chimiques peuvent être utilisés mais le bisulfite de sodium et le méta-bisulfite de sodium sont les plus efficaces.

### II-3-2. Seconde phase (le traitement par osmose inverse) [1] [5]:

L'osmose inverse vise à faire traverser les molécules d'eau à travers une membrane semi perméable qui retient les sels dissous grâce à l'action d'une pression.

#### a. Éléments constitutifs d'une unité d'osmose inverse :

Les principaux éléments du procédé de dessalement par l'osmose inverse sont une pompe haute pression suivie d'un système de récupération d'énergie et des membranes d'osmose inverse placées en

parallèle ou en série. Avant l'entrée d'eau dans les membranes, l'eau de mer clarifiée (Eau sortie de prétraitement) est pressurisée au moyen de la pompe haute pression généralement entre 55 et 85 bars, en fonction de la température et de la salinité de l'eau.

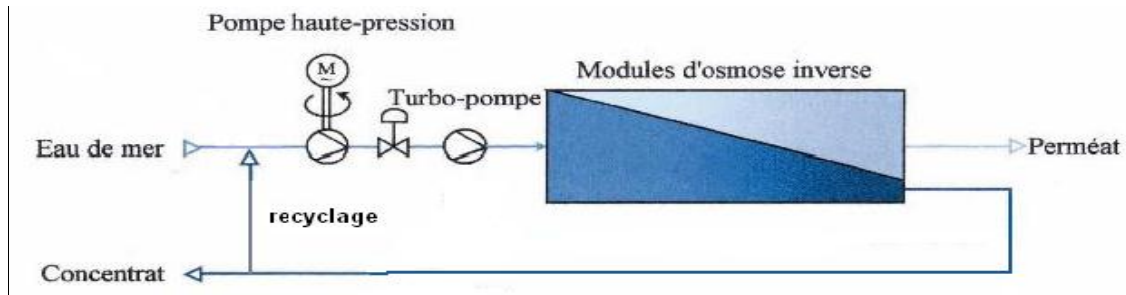


Figure II-2 : Elément constitutifs d'une unité d'osmose inverse

**b. Principe d'osmose inverse:**

On appelle osmose le transfert de solvant (eau dans la plupart des cas) à travers une membrane semi-perméable sous l'action d'un gradient de concentration.

Soit un système à deux compartiments séparés par une membrane semi-perméable et contenant deux solutions de concentrations différentes (voir la figure ci-dessous). Le phénomène d'osmose va se traduire par un écoulement d'eau dirigé de la solution diluée vers la solution concentrée. Si l'on essaie d'empêcher ce flux d'eau en appliquant une pression sur la solution concentrée, la quantité d'eau transférée par osmose va diminuer. Il arrivera un moment où la pression appliquée sera telle que le flux d'eau s'annulera, pour simplifier, nous supposons que la solution diluée est de l'eau pure, cette pression d'équilibre est appelée pression osmotique. Une augmentation de la pression au-delà de la pression osmotique va se traduire par un flux d'eau dirigé en sens inverse du flux osmotique, c'est-à-dire de la solution concentrée vers la solution diluée : c'est le phénomène d'osmose inverse.

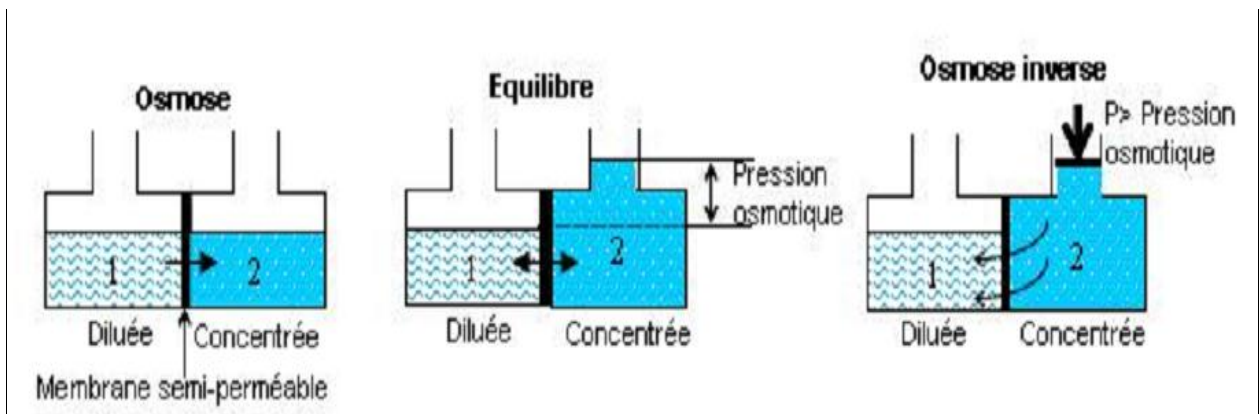


Figure II-3 : Principe de l'osmose et de l'osmose inverse

**c. Système de récupération d'énergie :**

La perte de charge à travers les membranes d'OI est d'environ 1.5 à 2 bar, en fonction du nombre d'éléments par tube de pression, le concentrât sort donc à haute pression, il est possible de réutiliser cette énergie Grâce au système de récupération d'énergie

**d. Un système de nettoyage de membranes :**

Quel que soit le soin apporté au prétraitement, le lavage périodique des membranes est indispensable. La détermination du moment optimal du lavage nécessite l'enregistrement quotidien des paramètres de fonctionnement de l'unité d'osmose. Grace aux courbes montrant comment évoluent la production, la qualité de l'eau produite et la perte de charge. Si une de ces valeurs varie de plus de 10 %, il faut prévoir un lavage, à l'aide des vannes d'interconnexion entre ligne de production et circuit de lavage.

**II-3-3. Troisième phase (poste-traitement) :**

La dernière phase assure la potabilité l'eau en deux étapes (en sortie de l'unité d'osmose, l'eau n'est pas potable car elle est déminéralisée).

➤ **Stabilisation et contrôle de la corrosion:**

L'ajustement du PH et de l'alcalinité est la méthode de contrôle de la corrosion la plus courante puisqu'elle agit à la fois sur les phénomènes électrochimiques de la corrosion et sur la solubilité de carbonate de calcium qui peut servir de couche de protection. Le ré-minéralisation d'une eau traitée s'applique de façon à augmenter l'alcalinité et la dureté, s'effectue généralement à la fin de traitement pour améliorer la qualité d'eau destinée aux consommateurs. Le traitement consiste à ajouter du  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  ou du  $\text{CaCO}_3$ .

➤ **Désinfection finale :**

Bien que certains procédés retiennent des microorganismes, il est nécessaire d'assurer une désinfection à la sortie de l'usine.

**II-4. ENJEUX ENVIRONNEMENTAUX ET ECONOMIQUES DU DESSALEMENT [13]:**

**II-4-1.Économiques :**

L'un des inconvénients majeurs de la technologie membranaire est son coût. Deux facteurs contribuent à rendre cette technologie coûteuse :

- Le premier est la quantité d'énergie consommée par les systèmes de pompes à haute pression.
- Le second est la détérioration des membranes. Le nettoyage chimique à plusieurs fois, les membranes sont remplacées lorsqu'elles deviennent trop souillées et que leur performance se détériore significativement

**II-4-2. Environnementaux :**

Le problème de la saumure : une unité de dessalement génère une grande quantité de saumure, composée de divers sels, métaux lourds, composés organiques, sont rejetées dans la mer, cela entraîne un grand déséquilibre dans la composition physique et chimique de l'eau de mer, avec des conséquences dramatiques sur la biodiversité.



Toute unité de dessalement doit généralement être accompagnée d'une unité de production d'énergie (Electricité). Cette dernière génère évidemment une grande quantité de gaz à effet de serre, lesquels auront un impact négatif sur le climat et sur le cycle de l'eau.

**II-5. QUALITE DE L'EAU :**

L'eau destinée à la consommation humaine doit être exempte de substances chimiques et des germes pathogènes. Elle doit être non seulement saine, c'est à dire pas de risque mais aussi agréable que possible à boire.

La potabilité d'une eau doit être vérifiée au moyen de trois types de contrôles effectués sur des échantillons correctement prélevés à la sortie des réservoirs et au niveau des réseaux de distribution.

- Analyses physiques : L'eau de consommation doit être fraîche (sa température ne devrait pas dépasser 20°C), limpide, sans odeur ou saveur désagréable et exempte de couleur.
- Analyses chimiques : consiste à contrôler la conductivité électrique de l'eau, pH de l'eau, Dureté de l'eau, et les concentrations limites des substances chimiques toxiques (Pb, Cr, Cd...)
- Analyses bactériologiques : La mise en évidence de matière organique, le dosage de l'azote, des sulfates, des phosphates et des chlorures ne peuvent fournir que des présomptions sur les possibilités de contamination bactérienne d'une eau. Une analyse bactérienne est donc toujours requise pour en établir avec certitude la potabilité.

Afin de garantir à l'eau distribuée une qualité satisfaisante, face aux contaminations bactériennes observées sur les eaux provienne de dessalement de l'eau de mer. Il s'agit d'un traitement de désinfection par chloration (chlore gazeux) réalisé au niveau de chaque réservoir terminal. Le tableau ci-après nous donne les normes Algérienne et OMS pour la qualité d'eau potable.

Tableau II-3 : Normes de qualité de l'eau potable

Paramètres	Unité	Norme Algérienne		Norme OMS	
		CR	CMA	CR	CMA
PH	-	6.5/8.5		7/8.5	6.5/9.2
Température	°C	20	25	-	-
Conductivité	µs/cm	-	2800	-	-
Turbidité	NTU	1	2	1	5
Dureté totale (TH)	Mg/l	100	500	100	500
Calcium	Mg/l	75	200	-	-
Magnésium	Mg/l	-	150	-	150
Sodium	Mg/l	-	200	-	-
Potassium	Mg/l	-	20	-	-
Sulfate	Mg/l	200	400	-	250

Tableau II-3 : Normes de qualité de l'eau potable (Suite).

Chlorure	Mg/l	200	500	200	250
Nitrate	Mg/l	-	50	-	50
Nitrite	Mg/l	-	0.1	-	0.1
Aluminium	Mg/l	-	0.2	-	0.2
Ammonium	Mg/l	0.05	0.5	-	0.5
Phosphate	Mg/l	-	0.5	-	-
Matières Organiques	Mg/l	-	3	-	-
Métaux lourds	Mg/l	0.05	0.3	0.05	
Fer	Mg/L	-	0.3	0.1	0.3
Manganèse	Mg/L	-	0.5	0.05	0.1
Coliformes totaux	N1ml	<10		<10	

**CONCLUSION :**

Dans ce chapitre on a vu la technique d'osmose inverse utilisé pour la SDEM de Cap Djinet. La capacité de production de la station de Cap Djinet est 100 000 m<sup>3</sup>/jour, elle jouera un rôle fondamental dans la satisfaction des besoins en eau potable des communes littorales, couloir Est (cap Djinet, Sahel Bouberek, Dellys, Afir...), couloir Ouest (Zemmouri, Leghata et SPET) et une quantité destiné vers la wilaya de Tizi-Ouzou.

## **CHAPITRE III**

### **Besoins en eau des localités**

**INTRODUCTION :**

Il est important d'analyser et d'évaluer les quantités d'eau nécessaire à l'agglomération qui dépend essentiellement des données démographiques, et du mode de vie de la population pour les différents horizons. Afin de bien dresser les différents ouvrages hydrauliques demandés.

**III-1. EVALUATION DE L'ACCROISSEMENT DE POPULATION :**

**III-1-1. Population de la région d'étude :**

L'estimation de nombre d'habitants de chaque localité concernée, à l'horizon du projet, s'effectue par l'application de la loi des intérêts composés suivante:

$$T = T_0 (1 + \alpha)^n \quad \text{(III-1)}$$

Avec : T : le nombre d'habitants à l'horizon

T<sub>0</sub> : nombre d'habitants en 2008

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

α : le taux d'accroissement

Le taux d'accroissement et le nombre d'habitants pour les différents horizons des localités sont mentionnés dans les tableaux ci-après

Tableau III-1 : Evolution de taux d'accroissement des localités concernées à l'horizon de 2030.

Horizon	Le taux d'accroissement (%)				
	Cap Djinet	Sidi Daoud	Dellys	Leghata	Zemmouri
2008	1.32	1.3	1.33	1.32	1.33
2015	2	1.9	2.1	1.9	2.1
2020	2.1	1.9	2.1	1.9	2
2030	1.9	1.8	1.9	1.8	1.9

Tableau III-2 : Evolution de la population de la zone d'étude à l'horizon du projet 2030.

Commune	Agglomérations	RGPH (2008)	Population (habitants)		
			2015	2020	2030
Cap Djinet	ACL	5196	5969	6668	7861
	Carrière	1921	2207	2465	2906
	OuledBounoua	1874	2153	2405	2835
	Mazer I et II	905	1040	1161	1369
	Dar Mendil	1254	1440	1609	1897
	Ouled Ali	1353	1554	1736	2047
	Haouch Ben Ouali	1987	2282	2550	3006
	Douar Nouacer	796	914	1021	1204

Tableau III-2 : Evolution de la population de la zone d'étude à l'horizon du projet 2030 (Suite).

	El Ardja I et II	578	664	742	875
	O. Larbaa – Haouche	687	789	882	1039
	Zone éparse	5415	6220	6949	8193
	<b>Total</b>	<b>21966</b>	<b>25232</b>	<b>28188</b>	<b>33234</b>
Sidi Daoud	Sahel Bouberak	4078	4652	5111	6170
	Souanine	2214	2526	2775	3350
	Ouled Taleb	953	1087	1194	1442
	Ouled Si Djillali	1241	1416	1555	1878
	<b>Total</b>	<b>8486</b>	<b>9681</b>	<b>10636</b>	<b>12839</b>
Dellys	ACL	20254	23426	25991	30644
	Azerou	1276	1476	1637	1931
	Les salines	827	957	1061	1251
	Tizeghonine	789	913	1012	1194
	Assouaf	706	817	906	1068
	Takdamt	2656	3072	3408	4018
	Zone éparse	5986	6923	7681	9057
	<b>Total</b>	<b>32494</b>	<b>37582</b>	<b>41698</b>	<b>49163</b>
Leghata	ACL	3 546	4045	4445	5250
	Ouled Allal	1 987	2267	2491	2942
	Ben Hamouda	654	746	820	968
	Chevalley - Rehahla	1 542	1759	1933	2283
	Mandoura	1 324	1510	1660	1960
	Zone éparse	4 639	5292	5815	6869
	<b>Total</b>	<b>13692</b>	<b>15620</b>	<b>17162</b>	<b>20273</b>
Zemmouri	ACL	12 651	14632	16045	19141
	Zaatra	2154	2491	2732	3259
	Safsaf Nabi	1 254	1450	1590	1897
	Zemouri El Bahri	1583	1831	2008	2395
	Douar Bendou	902	1043	1144	1365
	D. Hadj Ahmed I et II	1345	1556	1706	2035
	Ain Benamara	658	761	835	996
	D. Ghellel I ET II	547	633	694	828
	Zone éparse	5 315	6147	6741	8041
	<b>Total</b>	<b>26 409</b>	<b>30 544</b>	<b>33 493</b>	<b>39 956</b>
	<b>Total communes</b>	<b>103 047</b>	<b>118 660</b>	<b>131 176</b>	<b>155 465</b>

D'après le tableau ci-dessus la population totale de la région d'étude à l'horizon du projet est de **155 465** habitants.

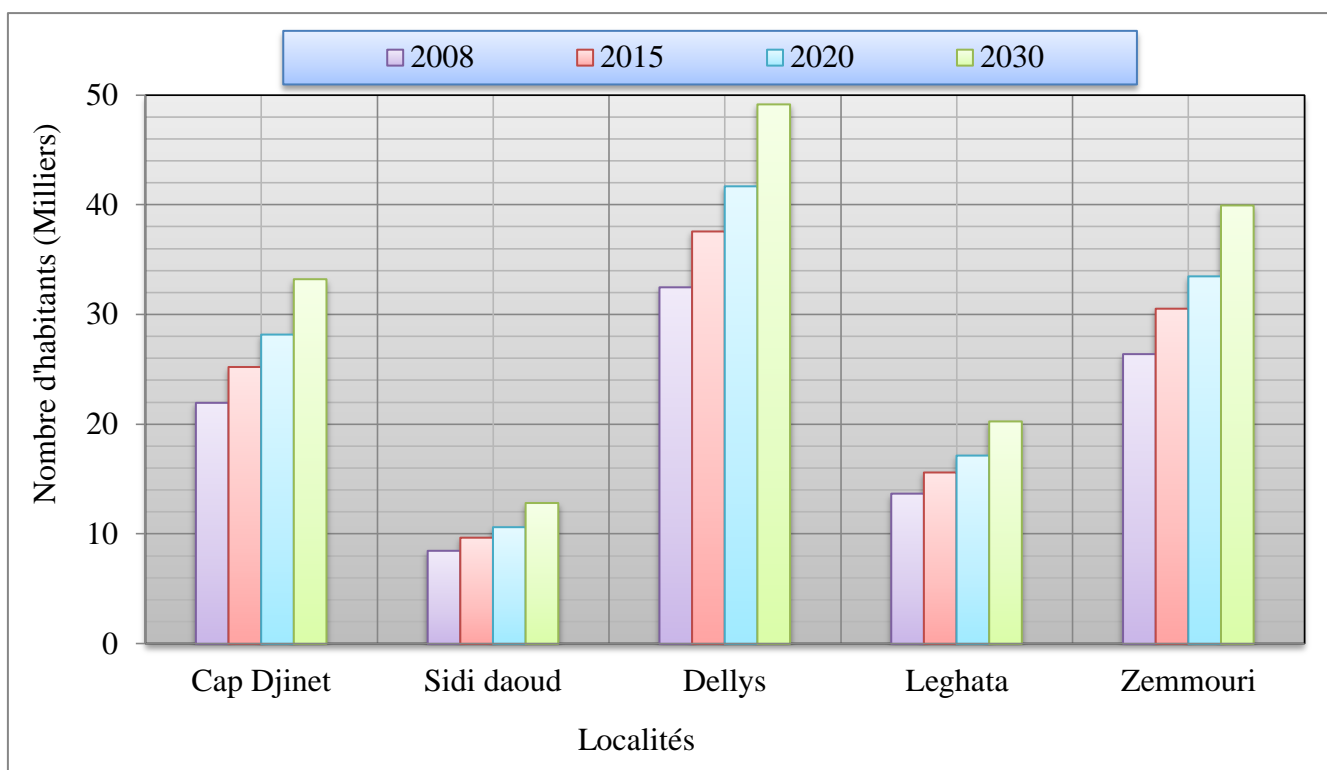


Figure III-1 : Histogramme représentatif de l'évolution de la population à desservir à l'horizon du projet (2030).

### III-1-2. Population de la zone supplémentaire :

La SDEM de Cap Djinet assure un débit supplémentaire pour d'autres agglomérations situées dans la wilaya et d'autres à l'intérieur de la wilaya de Tizi-Ouzou (communes côtières). L'évolution des populations concernées sont dans le tableau ci-après.

Tableau III-3: Evolution de la population de la zone supplémentaire à l'horizon du projet 2030.

Wilaya	Communes	Taux d'accroissement	Population (habitants)			
			2008	2015	2020	2030
Boumerdes	Afir	1.5	13 223	15810	18348	21293
	Benchoud	1.5	9 985	11938	13855	16079
	Taourga	1.5	8 341	9973	11574	13432
Tizi-Ouzou	Ait chafaa	1.5	3 775	4513	5238	6079
	Azzefoun	1.5	16 847	20143	23376	27129
	Tigzirt	1.5	11 962	14302	16598	19263
	Iflissen	1.5	14 311	17110	19857	23045
	Mizrana	1.5	9 469	11321	13139	15248
		<b>Total</b>	<b>87 913</b>	<b>105 110</b>	<b>121 985</b>	<b>141 568</b>

D'après le tableau ci-dessus la population totale de la zone supplémentaire à l'horizon du projet est de **141 568** habitants

### III-2. SCENARIOS DE LA DEMANDE:

Suite à l'étude démographique et l'état actuel aux différents systèmes d'AEP, des incertitudes pesant sur les projections de dotations, de rendement des réseaux et d'accroissement du taux de raccordement au réseau. Il est important d'introduire des scénarios sur la demande. Ces derniers sont générés uniquement sur la base d'hypothèses.

#### III-2-1. Évolution de la dotation :

La dotation est la quantité d'eau moyenne consommée par habitant par jour. Les dotations sont décomposées suivant le type d'habitat (Maison traditionnelle, villa sans jardin, Immeuble ...). Une autre variable clé identifiée est le taux d'occupation des logements (TOL), qui paraît avoir une incidence significative sur les dotations. Suivant une hypothèse tendancielle avec un accroissement modéré, mais régulier de la dotation, on admet comme valeur de départ une dotation moyenne pondérée de 130 l/j/hab pour la population des zone urbaine et 100 l/j/hab pour les agglomérations rurales. Les dotations fixées par l'hypothèse pour les différents horizons sont présentée dans le tableau ci-après.

Tableau III-4 : Evolution de la dotation moyenne selon l'hypothèse tendancielle

Type de population	Hypothèse d'évolution	Horizon			
		2008	2015	2020	2030
Urbain	Augmentation de 0.75%/an	130	142	152	164
Rural aggloméré	Augmentation de 1%/an	100	112	123	136

#### III-2-2. Évolution de rendement des réseaux :

Les pertes entre la ressource brute amont et le consommateur peuvent être séparées comme pertes sur les adductions, pertes liées aux consommateurs et pertes sur les réseaux de distribution.

✓ **Une hypothèse tendancielle** : poursuite de la politique actuelle de maîtrise des fuites à moyenne terme(2020).Néanmoins, la maintenance des ouvrages permet de conserver aux rendements les niveaux atteints à cet horizon. Le tableau III-5 résume les paramètres correspondants à l'hypothèse.

Il convient également de rappeler :

- Le rendement du réseau défini ici comme le ratio entre le besoin (volume fourni à l'utilisateur final) et le produit (besoin + pertes).
- Le taux de pertes qui est le rapport entre les pertes et le volume produit (besoin + pertes).

Tableau III-5 : Rendement des réseaux selon les deux hypothèses Tendancielle

Horizon	2008	2015	2020	2030
Rendement (%)	70	75	80	80
Le taux des pertes (%)	43	33	25	25

### III-3. CATEGORIES DES BESOINS EN EAU :

#### III-3-1. Besoins domestiques :

La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitants, elle est alors exprimée en litres par jour et par habitant. Cette consommation varie en fonction de plusieurs facteurs: le niveau de vie, les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, le prix de l'eau, la forme de la fourniture de l'eau (alimentation individuelle ou borne fontaine),...etc. D'autre part, elle évolue d'une année à l'autre, en liaison avec l'évolution du niveau de vie.

#### III-3-2. Besoins administratifs, artisanat et petite industrie :

Les besoins administratifs sont traités classiquement comme une majoration des besoins domestiques. Ils sont directement reliés à l'importance de la population agglomérée, qui est réputée corrélée au statut de l'agglomération et donc à son niveau d'équipement. D'après la Source : Plan National de l'Eau/Volet Eau Potable et Industrielle-Evaluation de la Demande en Eau/Rapport Méthodologique-page 45/Mars 1997, les coefficients de majoration sont précisé dans le tableau suivant.

Tableau III-6: Répartition prévisionnelle de la consommation selon les usages en % de la consommation domestique.

Type d'agglomération	Administration	Commerce	Petite Industrie
Métropole nationale	30%	15%	10%
Métropole régionale	20%	10%	10%
Agglomération urbaine	15%	8%	10%
Agglomération semi rurale	10%	5%	5%
Agglomération rurale	5%	3%	2%

#### III-3-3. Demande en eau industrielle :

Les branches principales d'activité industrielles sont : agro-alimentaire, industrie pharmaceutique et électronique, industrie textile, papeteries, et fermes aquacoles. La région d'étude elle manque des grandes zones activités. Une zone en cours de construction de Zemouri avec une superficie de 1000 ha. Selon la DREW de la wilaya de Boumerdes la demande nette industrielle de celle-ci estimée à 5000 m<sup>3</sup>/j.

#### III-3-4. Besoins touristiques :

L'évaluation du besoin saisonnière (activité touristique) intègre deux composantes :

- Les zones d'équipement touristiques (ZET) : L'évaluation du besoin s'effectue sur la base des valeurs clés suivantes. Densité de 20 lits par hectare aménageable, et une dotation de 300 à 700 l/lit/jour. Telle que les ZET Oued Sebaou, Takdempt, Zemouri (Est et Ouest), et les Salines.
- Les touristes Hors ZET : Leur nombre est évalué en majoration de la population permanente, l'attractivité touristique des communes, le potentiel du secteur (plages, paysages), l'accessibilité, l'existence d'infrastructures touristiques ou de loisir, et la saturation du territoire



Tableau III-7: Les importants équipements touristiques existent dans la région d'étude.

Communes	Types d'équipements	Observation
Cap djinet	ZET Oued Sebaou	520ha dont 80 aménagé
	ZET Cap Djiml	463ha dont 70 aménagé
	Hotel Djinet	100 lits Hébergement
Sidi daoud	ZET Sidi Daoud	183 ha dont 36 aménagé
Dellys	ZET Takdempt	162 ha
	ZET les Salines	143.8 ha dont 62 aménagé
	Camp de toiles (Takdempt)	50 lits
Zemmouri	ZET ZemmouriEST	1862ha 90 aménagé
	ZET ZemmoriOUEST	406 ha 108.8 aménagé
	Hôtel Foret du sahel Zemmouri	1002 lits Hébergement et restauration
	Camping familial (sonatrach)	490 lits
	Complexe Adim	800 lits

### III-4. VARIATION DE LA CONSOMMATION :

#### III-4-1. Evaluation des débits moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière domestique est égale à la dotation que multiplie par le nombre d'habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \text{ (m}^3\text{/j)} \quad \text{(III-2)}$$

Avec :

$Q_{moy,j}$  : débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j)

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

N: nombre d'habitants

Les besoins en eau de la population (permanant et saisonnière) sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau III-8: Evolution des besoins en eau par communes jusqu'à l'horizon du projet(2030).

Horizon	ANNEE 2008						
Hypothèse tendancielle	Besoins permanents					Besoins saisonnières	
	Domestique (m3/j)	Administratifs (m3/j)	Commerce (m3/j)	Petite industrie (m3/j)	Total (m3/j)	Tourisme (m3/j)	Total (per+sais) (m3/j)
Cap djinet	2855.58	257.00	171.33	28.56	3312.47	135.00	3447.47
Sidi Daoud	1103.18	99.29	44.13	11.03	1257.63	80.00	1337.63
Dellys	4224.22	380.18	253.45	126.73	4984.58	180.00	5164.58
Zemmouri	3433.17	308.99	205.99	103.00	4051.14	180.00	4231.14
Lekhata	1779.96	160.20	106.80	17.80	2064.75	100.00	2164.75
Zone sup	10158.46	914.26	609.51	101.58	11783.81	250.00	12033.81
<b>Total</b>	<b>23554.57</b>	<b>2119.91</b>	<b>1391.21</b>	<b>388.69</b>	<b>27454.39</b>	<b>925.00</b>	<b>28379.39</b>
Horizon	ANNEE 2015						
Cap Djinet	3582.95	322.47	214.98	35.83	4156.22	141.75	4297.97
Sidi Daoud	1374.71	123.72	82.48	13.75	1594.66	84.00	1678.66
Dellys	5336.69	480.30	320.20	160.10	6297.29	189.00	6486.29
Zemmouri	4337.31	390.36	260.24	130.12	5118.03	189.00	5307.03
Lekhata	2218.07	199.63	133.08	22.18	2572.96	105.00	2677.96
Zone sup	12315.02	1108.35	738.90	123.15	14285.42	262.50	14547.92
<b>Total</b>	<b>29164.74</b>	<b>2624.83</b>	<b>1749.88</b>	<b>485.13</b>	<b>34024.58</b>	<b>971.25</b>	<b>34995.83</b>
Horizon	ANNEE 2020						
Cap djinet	4284.53	385.61	257.07	128.54	5055.75	148.84	5204.59
Sidi Daoud	1951.55	175.64	117.09	19.52	2263.79	88.20	2351.99
Dellys	6338.05	570.42	380.28	190.14	7478.90	198.45	7677.35
Zemmouri	5090.94	458.18	305.46	152.73	6007.30	198.45	6205.75
Lekhata	2608.56	234.77	156.51	26.09	3025.93	110.25	3136.18
Zone sup	14201.06	1278.09	852.06	142.01	16473.22	275.63	16748.85
<b>Total</b>	<b>29164,74</b>	<b>2624,83</b>	<b>1749,88</b>	<b>485,13</b>	<b>34024,58</b>	<b>971,25</b>	<b>34995,83</b>
Horizon	ANNEE 2030						
Cap Djinet	5450.38	490.53	327.02	163.51	6431.45	156.28	6587.73
Sidi Daoud	1744.36	156.99	104.66	17.44	2023.46	92.61	2116.07
Dellys	8062.67	725.64	483.76	241.88	9513.95	208.37	9722.33
Zemmouri	6552.81	589.75	393.17	196.58	7732.32	208.37	7940.69
Lekhata	3324.77	299.23	199.49	33.25	3856.74	115.76	3972.50
Zone sup	17782.03	1600.38	1066.92	177.82	20627.15	289.41	20916.56
<b>Total</b>	<b>42917.03</b>	<b>3862.53</b>	<b>2575.02</b>	<b>830.49</b>	<b>50185.08</b>	<b>1070.80</b>	<b>51255.88</b>

Tableau III-9 : Evolution de la demande en eau par communes jusqu'à l'horizon du projet.

Horizon	ANNEE 2008						
	Besoins		Rend (%)	Pertes		Demande	
	Permanent (m3/j)	Saisonn�re (m3/j)		Permanent (m3/j)	Saisonn�re (m3/j)	Permanent (m3/j)	Saisonn�re (m3/j)
Cap Djinet	3312.47	3447.47	70	993.74	1034.24	4306.21	4481.71
Sidi Daoud	1257.63	1337.63	70	377.29	401.29	1634.91	1738.91
Dellys	4984.58	5164.58	70	1495.37	1549.37	6479.95	6713.95
Zemmouri	4051.14	4231.14	70	1215.34	1269.34	5266.48	5500.48
Lekhata	2064.75	2164.75	70	619.43	649.43	2684.18	2814.18
Zone sup	11783.81	12033.81	70	3535.14	3610.14	15318.96	15643.96
<b>Total</b>	<b>27454.39</b>	<b>28379.39</b>		<b>8236.32</b>	<b>8513.82</b>	<b>35690.70</b>	<b>36893.20</b>
Horizon	ANNEE 2015						
Cap Djinet	4156.22	4297.97	75	1039.05	1074.49	5195.27	5372.46
Sidi Daoud	1594.66	1678.66	75	398.67	419.67	1993.33	2098.33
Dellys	6297.29	6486.29	75	1574.32	1621.57	7871.61	8107.86
Zemmouri	5118.03	5307.03	75	1279.51	1326.76	6397.53	6633.78
Lekhata	2572.96	2677.96	75	643.24	669.49	3216.20	3347.45
Zone sup	14285.42	14547.92	75	3571.36	3636.98	17856.78	18184.91
<b>Total</b>	<b>34024.58</b>	<b>34995.83</b>		<b>8506.14</b>	<b>8748.96</b>	<b>42530.72</b>	<b>43744.79</b>
Horizon	ANNEE 2020						
Cap Djinet	5055.75	5204.59	80	1011.15	1040.92	6066.90	6245.50
Sidi Daoud	2263.79	2351.99	80	452.76	470.40	2716.55	2822.39
Dellys	7478.90	7677.35	80	1495.78	1535.47	8974.68	9212.82
Zemmouri	6007.30	6205.75	80	1201.46	1241.15	7208.76	7446.90
Lekhata	3025.93	3136.18	80	605.19	627.24	3631.11	3763.41
Zone sup	16473.22	16748.85	80	3294.64	3349.77	19767.87	20098.62
<b>Total</b>	<b>40304.90</b>	<b>41324.71</b>		<b>8060.98</b>	<b>8264.94</b>	<b>48365.88</b>	<b>49589.65</b>
Horizon	ANNEE 2030						
Cap Djinet	6431.45	6587.73	80	1286.29	1317.55	7717.74	7905.27
Sidi Daoud	2023.46	2116.07	80	404.69	423.21	2428.15	2539.29
Dellys	9513.95	9722.33	80	1902.79	1944.47	11416.75	11666.79
Zemmouri	7732.32	7940.69	80	1546.46	1588.14	9278.78	9528.83
Lekhata	3856.74	3972.50	80	771.35	794.50	4628.08	4767.00
Zone sup	20627.15	20916.56	80	4125.43	4183.31	24752.58	25099.87
<b>Total</b>	<b>50185.08</b>	<b>51255.88</b>		<b>10037.02</b>	<b>10251.18</b>	<b>60222.09</b>	<b>61507.05</b>

III-4-2. Comparaison des demandes en eau :

Le tableau suivant présente les résultats obtenus à l'horizon du projet et pour chaque scénario :

Tableau III-10 : Récapitulatif des demandes en eau de la population à l'horizon du projet (2030).

Localités	Besoins (m3/j)	Pertes (m3/j)	Demande (m3/j)
Cap Djinet	6587.73	1317.55	7905.27
Sidi Daoud	2116.07	423.21	2539.29
Dellys	9722.33	1944.47	11666.79
Zemmouri	7940.69	1588.14	9528.83
Leghata	3972.50	794.50	4767.00
zone supplémentaire	20916.56	4183.31	25099.87
<b>Total</b>	<b>51255.88</b>	<b>10251.18</b>	<b>61507.05</b>

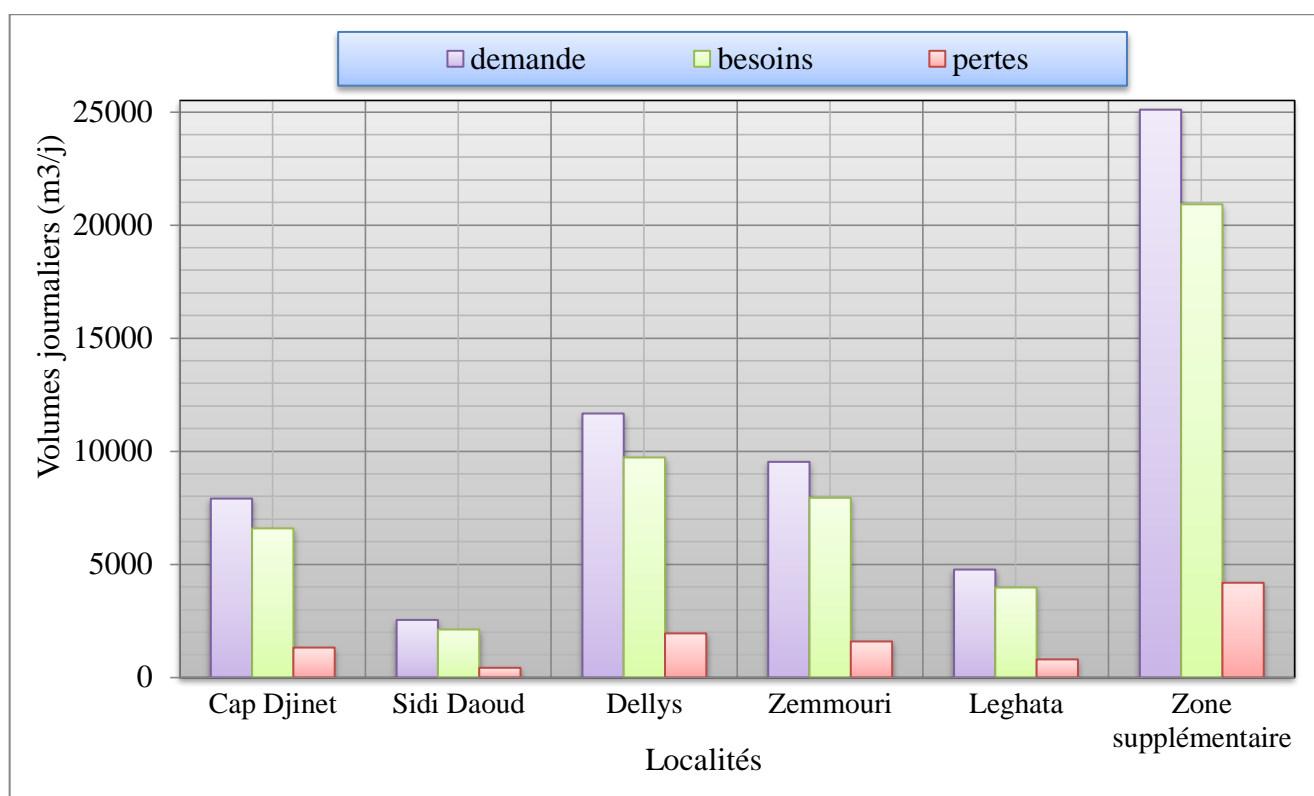


Figure III-2 : Répartition de la demande en eau par localité à l'horizon du projet.

Remarque :

L'évolution des besoins et des demandes de la zone d'étude indiqués ci-dessus, ils appellent les commentaires suivants :

- Les demandes croissent de manière importante dans toutes les localités (l'influence de la croissance démographique domine). Elle approche de **61507,05** m3/jour en 2030.
- Les efforts d'augmentation du rendement peuvent compenser une part importante, voire la quasi-totalité de cette augmentation du besoin, ce qui donne des pertes variant entre 400 à 3600 m3/jour.
- La différence entre la demande saisonnière et celle permanente est de l'ordre de 1 300 m3/jour.

**III-4-3. Variation de la consommation journalière :**

**a. Consommation maximale journalière ( $Q_{\max j}$ ) :** C'est la plus grande consommation enregistré dans la journée est utilisé comme base dans les calculs. Il s'obtient par la relation suivante:

$$Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{\text{moy } j} \quad (\text{III-3})$$

Avec :  $Q_{\max j}$  : Consommation maximale journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;

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

$K_{\max j}$  : coefficient d'irrégularité journalière maximum, ce coefficient représente le rapport entre la consommation maximale et moyenne journalières

$$K_{\max j} \in [1,1 - 1,3] \text{ On prend } K_{\max j}=1,3.$$

**b. Consommation minimale journalière ( $Q_{\min j}$ ) :** C'est la faible consommation enregistré dans la journée est utilisé comme base dans les calculs. Il s'obtient par la relation suivante:

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy } j} \quad (\text{III-4})$$

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

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

$K_{\min j}$  : coefficient d'irrégularité journalière minimum. Ce coefficient représente le rapport entre la consommation minimale et moyenne journalière

$$K_{\min j} \in [0,7 - 0,9] \text{ On prend } K_{\min j}=0,8$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières à l'horizon du projet sont représentées dans le tableau suivant sachant que la consommation moyenne journalière correspond à la demande permanente +saisonnière de l'année 2030.

Tableau III-11 : Tableau récapitulatif des consommations journalières  $Q_{\min j}$ ,  $Q_{\text{moy } j}$ , et  $Q_{\max j}$  :

Commune	$Q_{\text{moy } j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\min j}$	$Q_{\min j}$	$K_{\max j}$	$Q_{\max j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
Cap Djinet	7905.27	0.8	6324.22	1.3	10276.86
Sidi Daoud	2539.29	0.8	2031.43	1.3	3301.07
Dellys	11666.79	0.8	9333.43	1.3	15166.83
Zemmouri	9528.83	0.8	7623.07	1.3	12387.48
Laghata	4767.00	0.8	3813.60	1.3	6197.10
Zone supplémentaire	25099.87	0.8	20079.90	1.3	32629.83
<b>Total</b>	<b>61507.05</b>	<b>0.8</b>	<b>49205.64</b>	<b>1.3</b>	<b>79959.17</b>

La consommation totale moyenne, minimale et maximale journalière de la zone d'étude plus la zone supplémentaire s'élèvera à l'horizon 2030 à :  $Q_{\text{moy } j} = 61\ 507.05 \text{ m}^3/\text{j}$ ,  $Q_{\min j} = 49\ 205.64 \text{ m}^3/\text{j}$  et  $Q_{\max j} = 79\ 959.17 \text{ m}^3/\text{j}$

### III-4-4. Variation de la consommation horaire:

A travers une journée, le volume d'eau sortant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, ce volume permet de connaître la consommation maximale journalière. Cette variation est caractérisée par le coefficient  $K_{\max h}$  et  $K_{\min h}$  dit respectivement, coefficient de variation maximale horaire et coefficient de variation minimale horaire qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales. Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

#### a. Consommation maximale horaire

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

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

- Un coefficient  $\alpha_{\max}$  tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient  $\beta_{\max}$  étroitement lié à l'accroissement de la population.

$$\text{On peut donc écrire : } K_{\max} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{III-5})$$

Tableau III-12: Variation du coefficient  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitant :

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

#### b. Consommation minimale horaire

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

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

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

$$\text{On peut donc écrire : } K_{\min} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{III-6})$$

Tableau III-13: Variation du coefficient  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitant

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

Le tableau ci-dessous englobe les résultats trouvés sur les valeurs du coefficient  $K_{\max h}$  et  $K_{\min h}$  des différentes localités:

Tableau III-14 : Tableau donnant le coefficient  $K_{max h}$  en fonction du nombre d'habitants:

Commune	Nombre d'habitants	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{max}$	$\alpha_{min}$	$\beta_{min}$	$K_{min h}$
Cap Djinet	33234	1.3	1.15	1.50	0.5	0.6	0.3
Sidi Daoud	10636	1.3	1.29	1.68	0.5	0.41	0.205
Dellys	49163	1.3	1.14	1.48	0.5	0.48	0.24
Zemmouri	39956	1.3	1.15	1.50	0.5	0.55	0.275
Leghata	20273	1.3	1.19	1.55	0.5	0.5	0.25
Zone supplémentaire	108427	1.3	1.09	1.42	0.5	0.7	0.35

Par la suite, pour la détermination du débit de pointe à l'horizon 2030, on a opté pour la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers agglomération en se basant sur le tableau III-15 (voir l'annexe III).

Etant donné que la zone d'étude comprend sept localités, pour chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier. Toutes les communes concernées par l'étude, ont un nombre d'habitants compris entre 10000 et 50000 donc les pourcentages à prendre correspondent à la deuxième colonne de répartition.

Les variations des débits horaires pour les différentes localités sont présentées dans les tableaux suivants :

- Tableau N° III-16 : Variation du débit horaire pour la commune de Cap Djinet (Voir annexe III)
- Tableau N° III-17 : Variation du débit horaire pour la commune de Sidi Daoud (Voir annexe III)
- Tableau N° III-18 : Variation du débit horaire pour la commune de Dellys (Voir annexe III)
- Tableau N° III-19 : Variation du débit horaire pour la commune de Leghata (Voir annexe III)
- Tableau N° III-20 : Variation du débit horaire pour la commune de Zemmouri (Voir annexe III)

### **III-5. BILAN HYDRIQUE ET SCHEMA D'AFFECTION :**

#### **III-5-1. Bilan « Ressources – Besoins » sans SDEM :**

Pour les projections à horizons 2030, la disponibilité en continu du débit traité par la SDEM de Cap Djinet nous suggérons, par mesures de sécurité, de considérer uniquement des prélèvements portant sur 10 à 15 heures par jour sur l'ensemble des champs captant et non sur 24 heures. Les tableaux ci-dessous résument le bilan hydrique dans l'hypothèse où la station de dessalement n'est pas encore affectée au système d'AEP.

Tableau III-21: Tableau récapitulatif du bilan hydrique actuel et à horizons 2030 (sans SDEM).

Horizon	ANNEE 2008				
	Demande		Production (m3/j)	(-) Déficit / (+) Réserve	
	Permanant (m3/j)	Saisonnière (m3/j)		Permanant (m3/j)	Saisonnière (m3/j)
Cap Djinet	5598,08	5826,23	1045	-4553,08	-4781,23
Sidi Daoud	2125,39	2260,59	1502	-623,39	-758,59
Dellys	8423,94	8728,14	939	-7484,94	-7789,14
Zemmouri	6846,43	7150,63	3420	-3426,43	-3730,63
Laghata	3489,43	3658,43	337	-3152,43	-3321,43
Zone sup	19914,64	20337,14	2500	-17414,64	-17837,14
<b>Total</b>	<b>46397,91</b>	<b>47961,16</b>	<b>9743</b>	<b>-36654,91</b>	<b>-38218,16</b>
Horizon	ANNEE 2030				
Cap Djinet	10033,06	10276,86	1045	-8988,06	-9231,86
Sidi Daoud	3156,6	3301,07	1502	-1654,6	-1799,07
Dellys	14841,77	15166,83	939	-13902,77	-14227,83
Zemmouri	12062,42	12387,48	3420	-8642,42	-8967,48
Laghata	6016,51	6197,1	337	-5679,51	-5860,1
Zone sup	32178,36	32629,83	2500	-29678,36	-30129,83
<b>Total</b>	<b>78288,72</b>	<b>79959,17</b>	<b>9743</b>	<b>-68545,72</b>	<b>-70216,17</b>

Globalement il est retenu que les besoins ne sont pas satisfaits, bien que les dotations soient minimales et le taux de raccordement faible. De plus, les ressources en eau sont de plus en plus aléatoires en matière de quantité et de qualité. Il est à craindre que du fait des facteurs liés à l'accroissement de la population, et à une surexploitation inéluctable des nappes souterraines, la demande augmente bien plus rapidement que la production en eau souterraine mobilisable.

### III-5-2. Schéma d'affectation :

Le tableau ci-après récapitule le bilan et l'affectation de la ressource à horizon du projet.

Tableau III-22 : Récapitule de bilan et l'affectation de la ressource de la SDEM à l'horizon 2030.

Commune	Qmax j (m3/j)	Production (m3/j)	(-) déficit/ (+) réserve	Allocation SDEM
Cap Djinet	10276.86	1045	-9231.86	9000
Sidi Daoud	3301.07	1502.00	-1799.07	1800
Dellys	15166.83	939.00	-14227.83	14300
Zemmouri	17387.48	3420.00	-13967.48	14000
Laghata	6197.10	337	-5860.10	6000
Zone sup	32629.83	2500	-30129.83	30000
<b>Total</b>	<b>84959.17</b>	<b>9743.00</b>	<b>-75216.17</b>	<b>75400</b>



La figure ci-après montre le schéma d'affectation de l'eau produite par la station de dessalement de Cap Djinet,

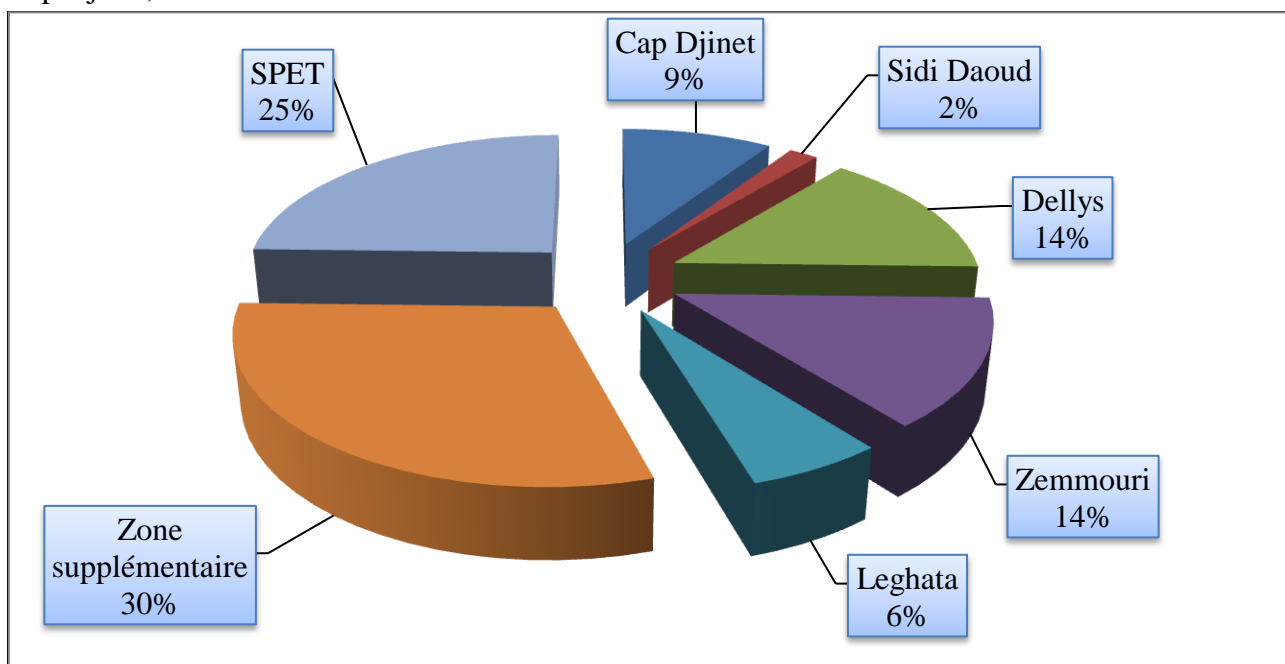


Figure III-3 : Répartition par pourcentage de la ressource de la SDEM à l'horizon 2030.

**CONCLUSION :**

La mise en évidence des besoins en eau potable de chacune des 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 produite par la SDEM de Cap Djinet, 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 IV**

### **Étude des réservoirs**

### INTRODUCTION :

Le stockage d'eau potable permettent d'écrêter la demande d'eau ce qui contribue à réduire la capacité des ouvrages de captage, des usines de traitement, des stations de pompage et des conduites d'adduction. A cet effet l'étude des réservoirs est nécessaire pour un tel projet d'AEP afin d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage ainsi que la qualité de l'eau emmagasinée.

### IV-1. UTILITES ET TYPES DE RESERVOIRS [4]:

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée). En principe, les réservoirs se différencient selon :

Leur position par rapport au sol :

- **Enterrés :** Ce type de réservoir est généralement employé lorsque le réservoir est construit à même place que la station de traitement de l'eau ou lorsque le site est suffisamment élevé afin d'assurer une pression adéquate par gravité pour le réseau à desservi.
- **Semi-enterrés ou sur sol :** Lorsqu'il n'y a aucun site ayant une élévation suffisante pouvant assurer des pressions adéquates dans le réseau de distribution à partir d'un réservoir souterrain, on utilise parfois un réservoir cylindrique, lequel comprend une réserve de soutien assurant l'élévation nécessaire à la réserve utile.
- **Réservoirs surélevés :** Lorsqu'il n'y a aucun site ayant une élévation suffisante pouvant assuré des pressions adéquates dans le réseau de distribution à partir d'un réservoir souterrain, donc on utilise un réservoir élevé.

Leurs matériaux de construction utilisés :

- Maçonnerie
- Béton armé ou précontraint
- métallique

Par rapport au réseau d'approvisionnement, ils peuvent aussi être groupés en deux types :

- Réservoirs de passage (placés entre le captage et le réseau de distribution de l'eau).
- Réservoirs d'équilibre (placés à la fin du réseau de distribution).

Par rapport aux fonctions du réservoir « cinq rubriques principales »:

- Un réservoir est un régulateur de débit entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage) et le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation). Il permet alors de transformer, de point de vue de la production et du pompage, les pointes de consommation horaire en demande moyenne.
- Un réservoir est un régulateur de pression en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante plus ou moins constante, indépendamment de la consommation. En effet, la pression fournie par les stations de pompage peut varier: au moment de la mise en marche ou de l'arrêt, coupure ou disjonction du courant, modification du point de fonctionnement par la suite de la variation du débit demandé,...Si la côte du réservoir ne permet pas de fournir

une charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau).

- Un réservoir est un élément de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction, arrêt de la station de traitement,...)
- Un réservoir a une fonction économique, puisqu'il permet une certaine adaptation du fonctionnement du pompage de telle façon à optimiser l'ensemble adduction (moins de consommation d'énergie électrique pendant les heures de pointe, pompes refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).
- Un réservoir est un point test, en volume et en pression, d'un réseau maillé. Il est en effet un baromètre précis, en permanence et en continu de l'état du réseau (pression) et de l'évaluation de la demande réelle (variations de niveau).

### IV-2. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES (TUYAUTERIE ET ROBINETTERIE) :

Selon le type des réservoirs, généralement à l'arrivée se fera de la manière suivante :

Il est prévu, dans le sens de l'écoulement, un débitmètre ultrasonique, suivi de deux ventouses et d'un clapet anti-retour, avant que la conduite ne se divise en deux conduites vers chacune des cuves (le clapet anti-retour s'impose dans le cas où l'alimentation des cuves se fasse par le fond). Une vanne d'isolement à papillon est par ailleurs prévue sur chaque branche desservant les cuves.

#### ➤ Conduite d'arrivée ou d'adduction :

L'arrivée des eaux peut être soit :

- **Par le haut (chute libre) :** Elle a l'avantage de permettre l'oxygénation des eaux, 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.
- **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 en cas d'une adduction par refoulement, mais il faut disposer un clapet à l'arrivée pour que le réservoir se vide pas par siphonage.

#### ➤ 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 à l'opposé de la conduite d'arrivée, situé 0,15 à 0,20 m au-dessus du radier, pour éviter l'entraînement dans la conduite de distribution des sédiments d'éventuels dépôts décantés. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration de l'air dans la conduite).

#### ➤ Conduite de trop plein et de vidange :

Assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale, la conduite de vidange généralement raccordée à la conduite trop plein, permet la vidange totale en cas de nettoyage et l'éventuelle réparation du réservoir.

### ➤ Conduite By-pass :

Destiné pour assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, cette dernière doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution.

### ➤ Matérialisation de la réserve d'incendie :

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

### IV-3. IMPLANTATION GEOGRAPHIQUE DES RESERVOIRS [4] :

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (pour des considérations économiques). En effet, compte tenu du coefficient de pointe dont on doit affecter le débit horaire moyen de consommation pour déduire la consommation horaire maximale, la perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage plus grande).

### IV-4. CAPACITE DES RESERVOIRS [4] :

Le volume des réservoirs est habituellement établi comme étant la somme de la réserve d'opération et de la réserve incendie dans les cas où le réseau assure une telle protection.

- **Réserve d'opération :** La réserve d'opération ou utile permet de faire face aux variations horaires de débit dans le réseau de distribution et à des événements particuliers tels que bris de conduites principales, bris de pompe ou pannes à l'usine de traitement de l'eau.
- **Réserve d'incendie :** c'est un débit réservé dans le réservoir destiné pour le cas où un incendie est déclenché au milieu d'agglomération, ce débit est estimé à  $120 \text{ m}^3$  (la motopompe de lutte contre le feu utilisée par les pompiers est de  $60 \text{ m}^3/\text{h}$  et la durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen est évaluée à 2 h)

Différentes méthodes sont utilisées pour le calcul de la capacité utile des réservoirs.

- **Calcul forfaitaire:** On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à:
  - 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une commune rurale.
  - 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une commune urbaine.
  - 25 % de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une grande ville
- **Méthode graphique :** La capacité des réservoirs est déterminée à partir des courbes de variation, en fonction des heures de la journée la plus chargée, des débits d'alimentation des réservoirs (provenant de la station de pompage) et des débits sortant des réservoirs (distribués ou, éventuellement aspirés par une autre station de pompage).

Le principe de calcul est simple : On trace, sur 24 h, les courbes de volumes cumulés  $V_a(t)$  provenant de l'alimentation et  $V_c(t)$  correspondant à la consommation. On trace ensuite la courbe  $[V_a(t) - V_c(t)]$ . Le

volume de réservoir  $V_R$  sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur et la plus petite valeur (négative) de cette différence.

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

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

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

Dont le volume total sera :  $V_T = V_R + V_{INC} \quad (m^3) \quad (IV-2)$

- **Méthode analytique** : La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Déterminé par la différence entre le régime de variation de l'alimentation des réservoirs (débit entré) et la variation horaire de la consommation (débit sortie)

Le volume de régulation sera :

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

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

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{inc}(m^3) \quad (IV-4)$$

Avec :

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

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

## IV-5. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS :

### IV-5-1. Bâches des stations de pompage :

Les bâches de reprise ont un rôle transitoire. Leurs dimensionnement sont basés sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

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

$$V_{bache} = \frac{Q_{\max,j} * t}{20} \quad (IV-5)$$

Avec :  $Q_{\max,j}$  : débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

**a. Bâche de la station de pompage N°1 :**

La station de pompage (SP1) se situe immédiatement de réservoir d'eau traité la station de dessalement. La station de pompage (SP1) refoule vers le réservoir tampon d'EL Hmadna. Le débit entrant à la station est de 4166.67 m<sup>3</sup>/h, soit un débit de 1157.41 l/s.

Le volume de la bâche de reprise (SP1) est :

$$V.bache = \left(\frac{100000}{20}\right) * \left(\frac{1}{4}\right) = 1250 (m^3)$$

En choisi un volume normalise de 1500 m<sup>3</sup>.

**b. Bâche des stations de pompage N°2 et N°3:**

La station de pompage (SP2) se situe près du réservoir de Thouabet, alimenté de ce dernier, et refoule vers la bâche de reprise de la station de pompage N° 3 (120 m NGA), situé à 1 Km de la station de pompage N°2, c'est par-là les pompes sont alimentées, et refoule vers le réservoir de la ZHUN. Le débit entrant pour chacune est de 600 m<sup>3</sup>/h, soit un débit de 166,67 l/s.

Le volume de la bâche de reprise est :

$$V.bache = \left(\frac{12000}{20}\right) * \left(\frac{1}{4}\right) = 150 (m^3)$$

En choisi un volume normalise de 200 m<sup>3</sup>.

**IV-5-2. Réservoirs tampons:**

**a. Réservoir tampon EL Hmadna :**

Le réservoir d'EL Hmadna joue le rôle de mise en charge, qui sert stocker et à transiter le débit refoulé par (SP1) gravitairement, Le volume sera détermine selon formule suivant :

$$V_t = \frac{Q_{tr}}{2} * t \quad (IV-6)$$

Avec :  $Q_{tr}$  : débit transite ( $Q_{tr}=4166.67$  m<sup>3</sup>/h).

$t$  : le temps de stockage ( $t = 4$  heures)

$$V_t = \left(\frac{4166.67}{2}\right) * 4 = 8333,33 \quad \text{Donc } V_t : 8333,33 \text{ m}^3$$

D'où :  $V_T = V + N * V_{inc}$  et  $V_{inc} : 120 \text{ m}^3$

$N$ : nombre de réservoir ( $N = 9$  réservoirs)

$$V_T = 8333,33 + 9 * 120 = 9413,33 \text{ m}^3$$

On prend une capacité égale à 10000 m<sup>3</sup> situe sur une altitude de 185mNGA. Il est important de partage le volume du réservoir en deux cellule de 5000 m<sup>3</sup> pour assure une continuité de l'alimentation pendant le nettoyage, ou en cas de panne.

**b. Réservoir d'équilibre douar El Gaicha :**

Situé à douar El Gaicha, implanté à une cote de 146 m NGA (niveau d'eau) permettant la mise en charge du système SPET comme stipulé par SNC Lavalin, reçoit l'eau gravitairement par le réservoir tampon EL Hmadna. Le volume sera déterminé selon formule suivante :

$$V_t = \frac{Q_{tr}}{2} * t$$

Avec :  $Q_{tr}$  : débit transite ( $Q_{tr}=1025 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

$t$  : le temps de stockage ( $t = 8$  heures)

$$V_t = \left( \frac{1025}{2} \right) * 8 = 4100 \quad \text{Donc } V_t : 4100 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé est  $V_n = 5000 \text{ m}^3$

**IV-5-3. Réservoirs terminaux :**

**a. Réservoir (El Boor) de Zemmouri :** Ce réservoir reçoit l'eau gravitairement par le réservoir tampon d'El Hmadna situé à l'entrée Nord-Ouest de la ville de Cap Djinet, destiné à l'alimentation de la commune Zemmouri



Tableau IV-1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir El Boor (Zemmouri)

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4.17	1.50	2.67	-	8.83
1-2	4.17	1.50	2.67	-	11.50
2-3	4.17	1.50	2.67	-	14.17
3-4	4.17	1.50	2.67	-	16.83
4-5	4.17	2.50	1.67	-	18.50
5-6	4.17	3.50	0.67	-	<b>19.17</b>
6-7	4.17	4.50	-	0.33	18.83
7-8	4.17	5.50	-	1.33	17.50
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	5.00	-	0.83	8.33
13-14	4.17	5.00	-	0.83	7.50
14-15	4.17	5.50	-	1.33	6.17
15-16	4.17	6.00	-	1.83	4.33
16-17	4.17	6.00	-	1.83	2.50
17-18	4.17	5.50	-	1.33	1.17
18-19	4.17	5.00	-	0.83	0.33
19-20	4.17	4.50	-	0.33	0.00
20-21	4.17	4.00	0.17	-	0.17
21-22	4.17	3.00	1.17	-	1.33
22-23	4.17	2.00	2.17	-	3.50
23-24	4.17	1.50	2.67	-	6.17
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>19.17%</b>	<b>19.17%</b>	<b>-</b>

Le débit arrivant à ce réservoir est  $Q = 12387,48 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{19.17 * 12387.48}{100} \Rightarrow V_r = 2374.68 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 2374.68 + 120 \Rightarrow V_t = 2494.68 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 3000 \text{ m}^3$ .

**c. Réservoir Koudiet El Arais (Leghata) :**

Il est alimenté gravitairement à partir de réservoir tampon EL Hmadna, assure l'alimentation en eau la commune de Leghata.

Tableau IV-2 : Evaluation du volume résiduel du réservoir Koudiet El Arais (Leghata)

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4.17	1.50	2.67	-	8.83
1-2	4.17	1.50	2.67	-	11.50
2-3	4.17	1.50	2.67	-	14.17
3-4	4.17	1.50	2.67	-	16.83
4-5	4.17	2.50	1.67	-	18.50
5-6	4.17	3.50	0.67	-	<b>19.17</b>
6-7	4.17	4.50	-	0.33	18.83
7-8	4.17	5.50	-	1.33	17.50
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	5.00	-	0.83	8.33
13-14	4.17	5.00	-	0.83	7.50
14-15	4.17	5.50	-	1.33	6.17
15-16	4.17	6.00	-	1.83	4.33
16-17	4.17	6.00	-	1.83	2.50
17-18	4.17	5.50	-	1.33	1.17
18-19	4.17	5.00	-	0.83	0.33
19-20	4.17	4.50	-	0.33	0.00
20-21	4.17	4.00	0.17	-	0.17
21-22	4.17	3.00	1.17	-	1.33
22-23	4.17	2.00	2.17	-	3.50
23-24	4.17	1.50	2.67	-	6.17
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>19.17%</b>	<b>19.17%</b>	<b>-</b>

Le débit arrivant à ce réservoir est  $Q = 6197,10 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{19.17 * 6197.1}{100} \Rightarrow V_r = 1187,98 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 1187,98 + 120 \Rightarrow V_t = 1307.98 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 1500 \text{ m}^3$ .

**c. Réservoir Ain EL Hamra :**

Ce réservoir est alimenté gravitairement par le réservoir existant 1000m<sup>3</sup>d'Ouled Ali, destiné à alimenter la localité Ain EL Hamra

Tableau IV-3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir Ain El Hamra

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4.17	1	3.17	-	9.67
1-2	4.17	1	3.17	-	12.83
2-3	4.17	1	3.17	-	16.00
3-4	4.17	1	3.17	-	19.17
4-5	4.17	2	2.17	-	21.33
5-6	4.17	3	1.17	-	<b>22.50</b>
6-7	4.17	5	-	0.83	21.67
7-8	4.17	6.5	-	2.33	19.33
8-9	4.17	6.5	-	2.33	17.00
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	14.00
12-13	4.17	7	-	2.83	11.17
13-14	4.17	7	-	2.83	8.33
14-15	4.17	5.5	-	1.33	7.00
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	3.50
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	0.00
21-22	4.17	3	1.17	-	1.17
22-23	4.17	2	2.17	-	3.33
23-24	4.17	1	3.17	-	6.50
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100.00</b>	<b>22.50</b>	<b>22.50</b>	<b>-</b>

Le débit arrivant à ce réservoir est  $Q= 1588,68 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{22.5 * 1588.68}{100} \Rightarrow V_r = 357.45 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 357.45 + 120 \Rightarrow V_t = 477.45 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 500 \text{ m}^3$ .

**d. Réservoir Douar Nouacer :**

Reçoit l'eau gravitairement de réservoir 1000 m<sup>3</sup> existant d'Ouled Ali, pour alimenter les localités Boumlih, Ouled Ghnim, Mendil et Sidi Khelifa.

Tableau IV-4 : Evaluation du volume résiduel du réservoir Douar Nouacer.

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4.17	1	3.17	-	9.67
1-2	4.17	1	3.17	-	12.83
2-3	4.17	1	3.17	-	16.00
3-4	4.17	1	3.17	-	19.17
4-5	4.17	2	2.17	-	21.33
5-6	4.17	3	1.17	-	<b>22.50</b>
6-7	4.17	5	-	0.83	21.67
7-8	4.17	6.5	-	2.33	19.33
8-9	4.17	6.5	-	2.33	17.00
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	14.00
12-13	4.17	7	-	2.83	11.17
13-14	4.17	7	-	2.83	8.33
14-15	4.17	5.5	-	1.33	7.00
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	3.50
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	0.00
21-22	4.17	3	1.17	-	1.17
22-23	4.17	2	2.17	-	3.33
23-24	4.17	1	3.17	-	6.50
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100.00</b>	<b>22.50</b>	<b>22.50</b>	<b>-</b>

Le débit arrivant à ce réservoir est  $Q = 2105,5 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{22,5 * 2105,5}{100} \Rightarrow V_r = 473,74 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 473,74 + 120 \Rightarrow V_t = 593,74 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 600 \text{ m}^3$ .

**e. Réservoir Chef-lieu Cap Djinet :**

Reçoit l'eau gravitairement par le réservoir 2x800 m<sup>3</sup> existant Carrière, pour alimenter le l'agglomération chef-lieu de la commune Cap Djinet et le réservoir Mazer.

Tableau IV-5 : Evaluation du volume résiduel du réservoir chef-lieu (Cap Djinet)

Heure	Arrivée au réservoir	Départ vers R(Mazer)	Distribution	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	4,17	1,09	1,11	2,20	1,97	-	6,52
1-2	4,17	1,09	1,11	2,20	1,97	-	8,49
2-3	4,17	1,09	1,11	2,20	1,97	-	10,46
3-4	4,17	1,09	1,11	2,20	1,97	-	12,42
4-5	4,17	1,09	1,85	2,94	1,23	-	13,65
5-6	4,17	1,09	2,58	3,67	0,49	-	<b>14,15</b>
6-7	4,17	1,09	3,32	4,41	-	0,25	13,90
7-8	4,17	1,09	4,06	5,15	-	0,98	12,92
8-9	4,17	1,09	4,61	5,70	-	1,54	11,38
9-10	4,17	1,09	4,61	5,70	-	1,54	9,84
10-11	4,17	1,09	4,61	5,70	-	1,54	8,30
11-12	4,17	1,09	4,61	5,70	-	1,54	6,77
12-13	4,17	1,09	3,69	4,78	-	0,62	6,15
13-14	4,17	1,09	3,69	4,78	-	0,62	5,54
14-15	4,17	1,09	4,06	5,15	-	0,98	4,55
15-16	4,17	1,09	4,43	5,52	-	1,35	3,20
16-17	4,17	1,09	4,43	5,52	-	1,35	1,85
17-18	4,17	1,09	4,06	5,15	-	0,98	0,86
18-19	4,17	1,09	3,69	4,78	-	0,62	0,25
19-20	4,17	1,09	3,32	4,41	-	0,25	0
20-21	4,17	1,09	2,95	4,04	0,12	-	0,12
21-22	4,17	1,09	2,21	3,31	0,86	-	0,98
22-23	4,17	1,09	1,48	2,57	1,60	-	2,58
23-24	4,17	1,09	1,11	2,20	1,97	-	4,55
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>26,19</b>	<b>73,81</b>	<b>100,00</b>	<b>14,15</b>	<b>14,15</b>	<b>-</b>

Le débit arrivant à ce réservoir est  $Q = 4415,75 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{14,15 * 4415,75}{100} \Rightarrow V_r = 624,83 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 624,83 + 120 \Rightarrow V_t = 744,83 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 1000 \text{ m}^3$ .

**f. Réservoir Mazer :**

Reçoit l'eau gravitairement du réservoir chef-lieu de Cap Djinet, pour alimenter les localités Mazer I et II

Tableau IV-6 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Mazer.

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	1	3,17	-	9,67
1-2	4,17	1	3,17	-	12,83
2-3	4,17	1	3,17	-	16,00
3-4	4,17	1	3,17	-	19,17
4-5	4,17	2	2,17	-	21,33
5-6	4,17	3	1,17	-	<b>22,50</b>
6-7	4,17	5	-	0,83	21,67
7-8	4,17	6,5	-	2,33	19,33
8-9	4,17	6,5	-	2,33	17,00
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	14,00
12-13	4,17	7	-	2,83	11,17
13-14	4,17	7	-	2,83	8,33
14-15	4,17	5,5	-	1,33	7,00
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	3,50
18-19	4,17	6,5	-	2,33	1,17
19-20	4,17	5	-	0,83	0,00
20-21	4,17	4,5	-	0,33	0,00
21-22	4,17	3	1,17	-	1,17
22-23	4,17	2	2,17	-	3,33
23-24	4,17	1	3,17	-	6,50
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>22,50%</b>	<b>22,50%</b>	<b>-</b>

Le débit arrivant à ce réservoir est  $Q = 1098.10 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{22,5 * 1098.10}{100} \Rightarrow V_r = 247,07 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 247.07 + 120 \Rightarrow V_t = 367.07 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 500 \text{ m}^3$ .

**g. Réservoir Lalaoui :**

Il est alimenté par le réservoir 2x800 m<sup>3</sup> de Carrière, destiné pour l'alimentation de la localité

Tableau IV-7 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Lalaoui.

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	1	3,17	-	9,67
1-2	4,17	1	3,17	-	12,83
2-3	4,17	1	3,17	-	16,00
3-4	4,17	1	3,17	-	19,17
4-5	4,17	2	2,17	-	21,33
5-6	4,17	3	1,17	-	<b>22,50</b>
6-7	4,17	5	-	0,83	21,67
7-8	4,17	6,5	-	2,33	19,33
8-9	4,17	6,5	-	2,33	17,00
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	14,00
12-13	4,17	7	-	2,83	11,17
13-14	4,17	7	-	2,83	8,33
14-15	4,17	5,5	-	1,33	7,00
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	3,50
18-19	4,17	6,5	-	2,33	1,17
19-20	4,17	5	-	0,83	0,00
20-21	4,17	4,5	-	0,33	0,00
21-22	4,17	3	1,17	-	1,17
22-23	4,17	2	2,17	-	3,33
23-24	4,17	1	3,17	-	6,50
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>22,50%</b>	<b>22,50%</b>	<b>-</b>

Le débit arrivant à ce réservoir est  $Q = 1068,83 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{22,5 * 1068,83}{100} \Rightarrow V_r = 240,49 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 240,49 + 120 \Rightarrow V_t = 360,49 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 500 \text{ m}^3$ .

**h. Réservoir Thouabet :**

Reçoit l'eau gravitairement de réservoir tampon EL Hmadna, destiné comme bêche de reprise pour la station de pompage N°2 et la station existante de Thouabet (Dellys).

Tableau IV-8 : Evaluation du volume résiduel du réservoir Thouabet.

Heure	Arrivée au réservoir	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	0,00	4,17	-	12,50
1-2	4,17	0,00	4,17	-	<b>16,67</b>
2-3	4,17	5,00	-	0,83	15,83
3-4	4,17	5,00	-	0,83	15,00
4-5	4,17	5,00	-	0,83	14,17
5-6	4,17	5,00	-	0,83	13,33
6-7	4,17	5,00	-	0,83	12,50
7-8	4,17	5,00	-	0,83	11,67
8-9	4,17	5,00	-	0,83	10,83
9-10	4,17	5,00	-	0,83	10,00
10-11	4,17	5,00	-	0,83	9,17
11-12	4,17	5,00	-	0,83	8,33
12-13	4,17	5,00	-	0,83	7,50
13-14	4,17	5,00	-	0,83	6,67
14-15	4,17	5,00	-	0,83	5,83
15-16	4,17	5,00	-	0,83	5,00
16-17	4,17	5,00	-	0,83	4,17
17-18	4,17	5,00	-	0,83	3,33
18-19	4,17	5,00	-	0,83	2,50
19-20	4,17	5,00	-	0,83	1,67
20-21	4,17	5,00	-	0,83	0,83
21-22	4,17	5,00	-	0,83	0,00
22-23	4,17	0,00	4,17	-	4,17
23-24	4,17	0,00	4,17	-	8,33
<b>Total</b>	<b>100,00</b>	<b>100,00</b>	<b>16,67</b>	<b>16,67</b>	<b>-</b>

Le débit arrivant à ce réservoir est  $Q = 15166,83 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{16,67 * 15166,83}{100} \Rightarrow V_r = 2528,31 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée  $V_n = 2600 \text{ m}^3$

**Remarque :** La capacité du réservoir d'eau existant est de  $1000 \text{ m}^3$ , alors que le volume calculé est estimé à  $2600 \text{ m}^3$ , donc on doit projeter un autre réservoir de capacité  $1600 \text{ m}^3$



**i. Réservoir de la ZHUN :**

Reçoit l'eau par la station de pompage N°3 de haut Dellys, assure l'alimentation de la ville de Dellys et le réservoir d'Azrou

Tableau IV-9 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de la ZHUN.

Heure	Arrivée au réservoir	Départ vers R (Azrou)	Distribution vers Dellys	Départ du réservoir	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	0,00	0,00	3,09	3,09	-	3,09	3,09
1-2	0,00	0,00	3,09	3,09	-	3,09	0,00
2-3	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	0,62
3-4	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	1,24
4-5	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	1,85
5-6	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	2,47
6-7	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	3,09
7-8	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	3,71
8-9	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	4,32
9-10	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	4,94
10-11	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	5,56
11-12	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	6,18
12-13	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	6,80
13-14	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	7,41
14-15	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	8,03
15-16	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	8,65
16-17	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	9,27
17-18	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	9,88
18-19	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	10,50
19-20	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	11,12
20-21	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	11,74
21-22	5,00	1,29	3,09	4,38	0,62	-	<b>12,36</b>
22-23	0,00	0,00	3,09	3,09	-	3,09	9,27
23-24	0,00	0,00	3,09	3,09	-	3,09	6,18
<b>Total</b>	<b>100,00</b>	<b>25,87</b>	<b>74,13</b>	<b>100,00</b>	<b>12,36</b>	<b>12,36</b>	-

Le débit arrivant à ce réservoir est  $Q = 12000 \text{ m}^3/\text{j}$ .

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{12,36 * 12000}{100} \Rightarrow V_r = 1483.2 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 1483.2 + 120 \Rightarrow V_t = 1603.2 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 2000 \text{ m}^3$ .

La capacité calculée des réservoirs projetés sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV-10 : Tableau récapitulatif donnant les capacités des réservoirs

Réservoirs	Qmax,j	a	V inc	V total	Volume normalise	Côte
	(m3/j)	(%)	(m3)	(m3)	(m3)	(mNGA)
EL Hmadna	100000,00	-	9x120	9413,33	10000	185
Douar El Gaicha	24600,00	-	-	4100,00	5000	146
Koudiet El Arais	6197,10	19,17	120	1270,20	1500	135
EL Boor	12387,48	19,17	120	2703,80	3000	128
Thouabet	15166,83	16,67	-	1528,31	1600	18
La ZHUN	12000,00	12,36	120	1603,20	2000	324
Chel lieu Cap Djinet	4415,75	14,15	120	714,30	1000	120
Mazer	1098,10	22,50	120	367,50	500	95
Lalaoui	1068,83	22,50	120	322,50	500	90,5
Ain EL Hamra	1588,68	22,50	120	457,50	500	73,6
Douar Nouacer	2105,50	22,50	120	570,00	600	80

#### IV-6. CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DES RESERVOIRS :

Les caractéristiques dimensionnelles principales des réservoirs principales dépendent de la forme de ce dernier soit circulaire ou rectangulaire. La caractéristique la plus importante est La hauteur d'eau utile qui limitée généralement entre 3 et 6 mètres.

- **Forme circulaire :**
- **Le diamètre D de la cuve :**

On calcule le diamètre de la cuve par la formule :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (IV-7)$$

Avec :  $V_n$  : Capacité normalisée du réservoir ( $m^3$ ) ;

S : Section du réservoir ( $m^2$ ) ;

D : Diamètre de la cuve (m) ;

h : Hauteur utile optimale d'eau (m)

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

On calcule la hauteur du réservoir par la formule

$$H = h + R \quad (IV-8)$$

Avec : H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (0.25 à 1m).

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

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (IV-9)$$

- **Rectangulaire :**

- **La section :**

La section d'un réservoir rectangulaire est donnée par la formule :

$$S = \frac{V}{h} \quad (IV-10)$$

Avec : S : Section du bassin.

h : Hauteur de bassin varié entre 3 à 6m.

**Remarque :** Tous les réservoirs terminaux projetés sont des réservoirs circulaire et jumelés sauf :

- le réservoir tampon EL Hmadna est rectangulaire partagé en deux bassins
- le réservoir d'équilibre Douar El Gaïcha rectangulaire en un seul bassin.
- Les bâches des stations de pompage sont rectangulaires.

Tableau IV-11: Dimensions des réservoirs terminaux

Réservoirs	Volume (m3)	D (m)	h (m)	S (m2)	h <sub>inc</sub>	R (m)	H (m)
Koudiet El Arais	2x750	14,00	4,87	153,86	0,78	0,63	5,50
EL Boor	2x1500	20,00	4,78	314,00	0,38	0,72	5,50
Thouabet	2x800	17,00	4,72	169,56	0,71	0,78	5,50
La ZHUN	2x1000	16,00	4,98	200,96	0,60	0,52	5,50
Chel lieu Cap Djinet	2x500	11,50	4,82	103,82	1,16	0,68	5,50
Mazer	2x250	8,00	4,98	50,24	2,39	0,52	5,50
Lalaoui	2x250	8,00	4,98	50,24	2,39	0,52	5,50
Ain EL Hamra	2x250	8,00	4,98	50,24	2,39	0,52	5,50
Douar Nouacer	2x300	9,00	4,72	63,59	1,89	0,28	5,00

Les dimensions des réservoirs tampon et sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau IV-12 : Dimensions des réservoirs tampon, d'équilibre et des bâches de reprise

Réservoirs	Volume (m <sup>3</sup> )	L (m)	l (m)	S (m2)	H (m)
RT (EL Hmadna)	2x5000	31	27	837	6,00
RE (Douar El Gaïcha)	5000	31	27	837	6,00
Bâche SP1	1500	20	15	300	5,00
Bâche SP2	200	10	4	40	5,00

Bâche SP3	200	10	4	40	5,00
-----------	-----	----	---	----	------

#### IV-7. PROTECTION DES RESERVOIRS [7]:

- **Protection sanitaire :** Quand le fond du réservoir est sous la surface du sol, aucune conduite d'égout, service privé, conduite de gaz naturel, mare d'eau stagnante ou autres sources semblables de contamination, ne doit se situer à moins de 15 mètres des parois du réservoir. Tout réservoir d'eau potable doit avoir un toit et un couvercle empêchant l'intrusion de poussière, d'insectes et autres animaux, de façon à maintenir la qualité de l'eau. Dans le cas d'un réservoir recouvert de terre, le toit doit être parfaitement étanche. Un système de drainage peut être avantageux pour empêcher et éloigner les eaux de ruissellement.

- **Accès :** Tout réservoir doit avoir des ouvertures d'accès pour permettre le nettoyage et la réparation, l'ouverture doit être fermée avec un couvercle étanche recouvrant la bordure pour la protection de l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers.

- **Ventilation :** Tout réservoir doit être ventilé adéquatement. Il est à noter que le trop-plein ne peut pas être utilisé comme conduite de ventilation.

- **Toit et parois latérales :** Le toit et les parois latérales doivent être étanches, sans aucune ouverture à l'exception de celles prévues pour les conduites de ventilation, les regards d'accès, les trop-pleins, les drains de vidanges, les tuyaux d'entrée et de sortie d'eau, ces conduites doivent être reliées à des ancrages mis en place lors du coulage du béton. Les matériaux les plus utilisées pour revêtement sont les mortiers souples, les membranes, et les résines époxy

- **Drainage du toit :** Le toit de tout réservoir doit être drainé efficacement, une couche de coudront est prévue

- **Stagnation de l'eau :** Une bonne circulation de l'eau dans le réservoir est nécessaire afin d'éviter la stagnation.

- **Sécurité des employés :** Des échelles, des rampes et des entrées sécuritaires doivent être prévues aux endroits appropriés.

- **Peinture et recouvrement cathodique :** Une protection appropriée doit être donnée aux surfaces au moyen d'une peinture ou d'un recouvrement cathodique, ou les deux, ou d'un autre revêtement protecteur. Avant l'application d'un enduit protecteur, la surface doit être soigneusement nettoyée.

- **Désinfection :** Avant sa mise en opération, tout réservoir d'eau potable doit être nettoyé et désinfecté. Des séries consécutives ou plus d'échantillons prélevés à des intervalles de 24 heures doivent indiquer l'absence de contamination bactériologique avant la mise en opération du réservoir.

**CONCLUSION :**

Les réservoirs servent principalement à contrôler la demande et la production d'eau. Puisque la demande est variable, alors pour être plus économique et efficace lors de la distribution, une conception doit être faite pour que ces réservoirs atteignent l'objectif, tenant compte le type et l'utilité de ce dernier.

# **CHAPITRE V**

## **Etude des variantes**

## **INTRODUCTION :**

Il convient en revanche de rappeler que le site de l'usine de dessalement de Cap Djinet est éloigné des infrastructures d'eau potable existantes et que l'intérêt majeur de ce chapitre est de la raccorder aux différents systèmes d'AEP des localités concernées et au transfert (SPET) de Taksebt vers Alger.

### **V-1. DEMARCHES D'IDENTIFICATION DES VARIANTES :**

Il est important de signaler que la station du dessalement de l'eau de mer de Cap Djinet (SDEM) est fournie clés en mains, avec sa réserve de stockage de  $2 \times 50000 \text{ m}^3$  et sa capacité de production  $100\,000 \text{ m}^3/\text{j}$  en continu.

L'identification des variantes de raccordement nécessite de procéder par éliminations pour dégager la variante retenue qui sera menée. Pour cette identification, il a été procédé avec systématique en visant en permanence la réalisation des objectifs suivants :

- L'évacuation d'un débit journalier de  $100\,000 \text{ m}^3$  d'eau potable en sortie de la station de Cap Djinet
- La restitution respectivement 25%, 30% de cette quantité au système de transfert SPET et la zone supplémentaire.
- L'utilisation judicieuse de 45% restants pour combler les déficits existants sur les localités côtières de la région.
- La valorisation maximale des infrastructures existantes (réseau et ouvrages hydrauliques) pour celles qui possèdent une durée de vie acceptable

### **V-2. CRITERES DU CHOIX :**

Les critères de projet généraux retenus à ce niveau de l'analyse des variantes, sont basés sur l'expérience de projets similaires déjà fait, en ce qui concerne notamment les projets de moyenne envergure en matière de transfert d'eau potable. Les choix préliminaires énoncés ci-dessous permettent d'envisager le développement de solutions raisonnables et fiables.

#### **V-2-1. Tracés :**

Le tracé doit satisfaire les points suivants :

- Génération optimisée en fonction des poids relatifs (déficits prioritaires) de la demande en eau.
- Les profils doivent minimiser les parties en refoulement et les pertes de grandes pertes charges singulières
- Profils en long à pente régulière pour éviter au maximum les effets des phénomènes transitoires
- Utilisation préférentielle des couloirs existants pour assurer le raccordement aux installations existantes et une exploitation performante
- Réutilisation des conduites existantes de qualité satisfaisante

#### **V-2-2. Matériaux de canalisation:**

Les matériaux des conduites envisagés sont:

➤ **La fonte ductile avec revêtement en mortier :**

Compte tenu de leur solidité et leurs joints flexibles, les conduites en fonte ductile sont les plus utilisées pour des adductions de ce genre, grâce aux avantages qu'elle offre à savoir une grande résistance aux pressions élevées et forces internes, une faible rugosité du paroi intérieur constitué du mortier de ciment centrifugé, et en fin offrent une bonne résistance aux secousses sismiques et aux affaissements de terrains. L'inconvénient principal des fontes ductile est économique soit très chères où la non disponibilité de bonne qualité sur le marché national.

➤ **L'acier soudé :**

Les bons tuyaux en acier reçoivent également un revêtement intérieur en mortier de ciment centrifugé, Parmi les avantages des tuyaux en acier résistance aux pressions importantes et aux contraintes (chocs, écrasement), facile au découpage , soudable, Bonne étanchéité, plus léger que les fonte ductile et disponibilité sur le marché national. L'inconvénient majeur des conduites en acier est la corrosion, ils nécessitent un revêtement intérieur et extérieur ainsi qu'une protection cathodique.

➤ **La matière plastique :**

Les tuyaux qui dominent le marché du petit et moyen diamètre en raison de leur faible rugosité, de leur inertie, résiste à tous types de corrosion, ainsi que l'entartrage, facilités de pose adaptées à chaque type du terrains, fiable au niveau de branchement, durée de vie théorique 50 ans à 20 °C et d'un coût global (produit + pose) généralement intéressant. On distingue :

- les polychlorures de vinyle (PVC) rigide.
- les polyéthylènes (PE) plus ou moins souples.

➤ **Le béton à âme en tôle :**

Le béton précontraint est a priori rejeté, d'une part parce que la fiabilité des joints entre tuyaux n'est pas compatible avec une adduction d'une telle longueur soumise à fortes pressions, et d'autre part parce que le relâchement inéluctable de la précontrainte (relaxation des aciers) diminue au fil des années la résistance mécanique des tuyaux.

Le choix du matériau de la conduite s'effectue sur la base d'une comparaison multicritère prenant en considération les facteurs énumérés ci-dessous :

- La résistance du matériau constitutif par rapport à l'agressivité du sol et de l'eau corrosive à cause des chlorures résiduels.
- La résistance mécanique aux charges ou sollicitations extérieurs et intérieurs.
- Le coût d'acquisition et de la mise en œuvre.
- Avoir une surface intérieure durablement lisse. Une dégradation de cette surface, par exemple par tuberculation du revêtement intérieur due à la corrosion du matériau, aurait pour effets une



augmentation de la consommation d'énergie pour le pompage et une diminution à terme du débit nominal du système.

- Pouvoir être disponibles avec qualité et quantités nécessaires de tuyaux et de pièces spéciales.
- Et enfin la pérennité et la sécurité de l'exploitation du système

Le PVC et le PE, qui n'existent pas pour des pressions élevées dans la gamme de diamètres envisagés, et dont la résistance diminue au fil des années d'autant plus vite que les contraintes auxquelles elles sont soumis sont importantes. Le PVC, de plus, résiste mal à l'écrasement. Ainsi, il est clair que la variante "Acier soudé" présente un avantage intéressant sur la variante "Fonte ductile" (gain d'investissement). Néanmoins la variante "Acier soudé" nécessite un contrôle et suivi permanent du dispositif de protection cathodique par un personnel qualifié dont le nombre est en rapport avec la longueur de l'adduction. Sur le plan qualitatif, la solution en fonte ductile avec protection des conduites par manchonnage en PE est beaucoup plus satisfaisante et judicieuse du point de vue de la pérennité de l'ouvrage.

Pour notre projet du raccordement de la SDEM de Cap Djinet aux réseaux d'eau potable, on prend la fonte ductile, auxquels les tuyaux, raccords, accessoires et éléments auxiliaires doivent avoir une pression de fonctionnement admissible (PFA) ou pression nominale (PN) de 16 à 25 bars.

### V-3. VARIANTES D'ADDUCTION :

Une adduction en eau est l'ensemble des techniques permettant de transférer l'eau depuis sa source via de [conduites](#) vers des ouvrages de stockage par la suite vers le consommateur.

#### V-3-1. Types d'adduction :

On distingue généralement trois types d'adduction :

##### ➤ **Adduction gravitaire :**

Quand la cote source est supérieure à la cote du réservoir de stockage. L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée ou en charge. Avec des aqueducs (ou des canaux à ciel ouvert), l'écoulement est à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, il est généralement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir transiter le débit voulu.

##### ➤ **Adduction par refoulement :**

Dans une adduction par refoulement, la source d'eau se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir de stockage. Les eaux sont déplacées ou transférées par pompage, avec un écoulement en charge à section pleine, c'est-à-dire sous pression.

##### ➤ **Adduction mixte :**

Cette adduction projetée là où le tracé est très accidenté (impossible de réaliser une adduction gravitaire). Dans ce cas la conduite du refoulement se transforme en conduite gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir appelé « réservoir tampon » où l'inverse.

#### V-3-2. Comportement d'une adduction :

Dans la plus part des adductions, plusieurs contraintes relatives à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour cela plusieurs solutions envisagées Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction.

**a. Cas de surpression :**

Une brise charge, ou un dimensionnement mécanique pouvant être des bonnes solutions à la pression trop élevée au niveau des points bas, pour éviter l'éclatement de la conduite.

**b. Cas de dépression :**

Le problème d'écroulement pose survenant souvent en cas d'arrêt de la pompe, l'adduction par refoulement transforme en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut là où la conduite risque d'implosion.

**V-3-3. Proposition de variantes de raccordement:**

**a. Variante A :**

Refoulement depuis la SDEM de la totalité du débit jusqu'au Réservoir Tampon RT (Ouled Samir) (Calage du RT à deux variantes 185et 203mNGA). Raccordement gravitaire au système SPET via un Réservoir d'équilibre (RE) calé à la cote 146 mNGA. Alimentation des deux couloirs Est et Ouest à partir de l'adduction gravitaire (chambre de répartition)

**Description :**

Refoulement au point haut du système (RT). Ce refoulement est équipé d'une chambre de vanne comprenant un débitmètre, une vanne de sectionnement et une soupape anti-bélier. Une conduite gravitaire sorte du RT pour alimenter via une chambre de vannes située au pied du village de Ouled Ali à proximité de la RN 86 et permettant la répartition des débits d'une part, vers le réservoir d'équilibre RE de 5000 m<sup>3</sup> projeté au lieu-dit Douar el Ghaïcha (destiné pour le SPET) implanté à la cote 146 m NGA maximale admise pour se raccorder au transfert Taksebt suggéré par SNC Lavalin (société qui mène le projet), d'autre part vers le couloir Ouest par une conduite jusqu'au réservoir projeté 1500 m<sup>3</sup> (Leghata) et une autre conduite de jusqu'au réservoir projeté de Zemmouri 3000 m<sup>3</sup>. Le couloir Est par une conduite gravitaire jusqu'au réservoir de Carrière 2x800 m<sup>3</sup> qui devraient être portés à 5000 m<sup>3</sup>, en suite continuera gravitairement vers Sahel Boubrek, Dellys, et le couloir supplémentaire.

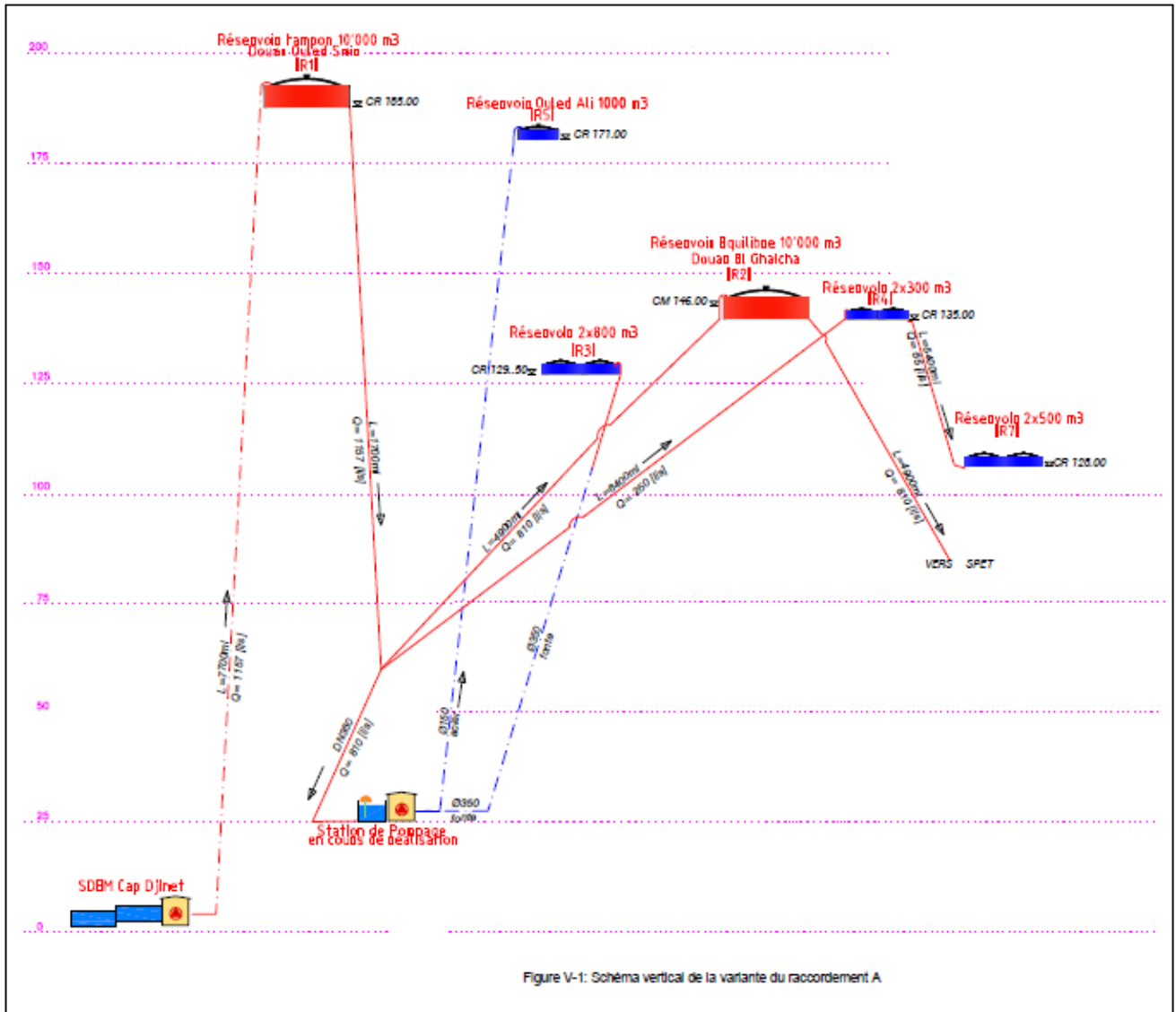


Figure V-1: Schéma vertical de la variante du raccordement A

**b. Variante B :**

Refolement depuis la SDEM vers un réservoir tampon RT de 10000 m<sup>3</sup> (Calage du RT à deux variantes 185, et 203mNGA). Deux conduites gravitaire assurent l'alimentation les deux couloirs Est et Ouest. La variante B est présentée dans la planche N°01.

**Description:** L'architecture principale du système d'AEP proposé se peut se résumer comme suit:

**Tronçon refolement :** Une conduite de refolement, départ de la station de dessalement de Cap Djinet (SDEM) juste à la sortie, et aboutissant à son extrémité au réservoir Tampon (RT) point haut du système situé au lieu-dit El Hmadna. Les sites choisis offrent la possibilité de dégager des assiettes suffisante pour un réservoir rectangulaire d'une capacité de 10000 m<sup>3</sup>.

**Tronçon Ouest :** Conduite gravitaire sorte du réservoir RT pour alimenter via une chambre de vannes la station de pompage existante située au pied du village d'Ouled Ali à proximité de la RN 68, d'une part, le réservoir d'équilibre RE de 5000 m<sup>3</sup> (destiné au SPET), d'autre part les réservoirs projetés 1500 m<sup>3</sup> de Koudiat El Arais (Leghata) et 3000 m<sup>3</sup> de Zemmouri.

**Tronçon Est :** Conduite gravitaire sorte du réservoir RT pour alimenter via une chambre de vannes située à l'entrée de l'agglomération de Sahel Bouberek, un réservoir de 500 m<sup>3</sup>, d'autre part la commune Dellys avec prise en charge des communes côtières de la wilaya de Tizi-Ouzou.

**Tronçon RE-SPET :** Conduite gravitaire sorte du RE Douar El Gaicha implanté à une cote de 146 m NGA permettant la mise en charge du système SPET comme stipulé par SNC Lavalin.

**V-4. DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES EN REFOULEMENT :**

Une étude économique intervient dans le dimensionnement de la conduite de refolement, donc c'est le diamètre économique de la conduire de refolement à déterminer qui correspond au minimum des charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la conduite et de la station de pompage.

**V-4-1. Méthodes du calcul :**

Il existe plusieurs méthodes du calcul des diamètres économiques des conduites de refolement. Deux formules approchées peuvent être utilisée:

- **Formule de BRESS :** (Est valable que pour les petits projets, longueur de conduite ≤ 1 Km)

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (V-1)$$

- **Formule de BONNIN :**

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

Q: débit à refouler en m<sup>3</sup>/s.

Le choix du diamètre économique résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En augmentant le diamètre de la canalisation cela induit une augmentation des dépenses d'investissement, mais on diminue les pertes de charge, et par conséquent les dépenses en énergie diminuent. D'autre part, plus le diamètre de la conduite est petit, plus les pertes de charge seront grandes et plus la puissance nécessaire au refoulement sera importante. Ce dernier point nous laisse penser qu'il existe un diamètre de refoulement optimum, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés. L'élaboration des tableaux de comparaisons est nécessaire pour déterminer le diamètre économique en fonction de tous les paramètres suivants :

➤ **Pertes de charge :**

❖ **Pertes de charge linéaires :**

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

- D : diamètre de la conduite en (m)
- Q : débit en (m<sup>3</sup>/s)
- K<sub>s</sub> : la rugosité absolue exprimée en mm
- L : la longueur du tronçon en (m).

Elles sont calculées par la formule :

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

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

$\Delta H_l$  : Pertes de charge linéaires en (m) ;

I:Gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par la formule de Nikuradzé suivante:

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

R<sub>e</sub>: nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

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

$\nu$ : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (V-6)$$

Avec  $t$ : température de l'eau en degré, à  $t=20^{\circ}\text{C}$ :  $\nu=0.01$  Stocks  $=10^{-6}$   $\text{m}^2/\text{s}$

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{V-7})$$

Avec :  $K_0$ : Rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm ;

$\alpha$  : Diminution de la rugosité due au vieillissement de la conduite on prend  $\alpha = 0,05$  mm/an ;

$T$ : temps de service,  $T = 18$  ans.

D'où :  $K_s = 0,8 + 0,05 * 18 = 1,7$  mm.

#### ❖ Pertes de charge singulières :

Les pertes de charge singulières sont considérées comme des fractions de pertes de charge linéaires occasionnées par des différents accessoires de la conduite (coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées de 5 à 25 % des pertes de charge linéaires

$$\text{On prend } \Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{V-8})$$

La perte de charge totale ( $\Delta H_t$ ) est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ &\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l \end{aligned} \quad (\text{V-9})$$

#### ➤ La hauteur manométrique totale:

Tient compte, de la différence de cote entre le niveau d'aspiration et le niveau de refoulement, aussi des pertes de charge du circuit, c'est-à-dire du chemin suivi entre le point de départ et le point d'arrivée. La Hmt est exprimé en mètres, représente la somme de pertes de charges et de la hauteur géométrique comme indique la relation suivante :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \quad (\text{V-10})$$

Avec :  $H_g$ : la hauteur géométrique ;

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

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

#### ➤ Puissance absorbée par la pompe

Représente la puissance fournie à la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \quad (V-11)$$

Avec :  $\eta$ : rendement de la pompe en (%) (On prend  $\eta=82\%$ ) ;

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

$\rho$  : masse volumique de l'eau en ( $kg/m^3$ ) ;

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

➤ **Energie consommée par la pompe**

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad (V-12)$$

Avec : t: c'est le temps de pompage par jour en (heure) ;

P: puissance de la pompe en (kW).

➤ **Frais d'exploitation**

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (V-13)$$

Avec : E: énergie consommée par la pompe en (Kwh) ;

e: prix unitaire d'un KWh (4,67 DA prix SONALGAZ).

➤ **Frais d'amortissement**

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

$$F_{am} = P * A \text{ [DA]} \quad (V-14)$$

Avec: P: prix de la conduite en (DA) ;

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (V-15)$$

Avec : i: Taux d'annuité annuel,  $i = 8\%$  ;

n: nombre d'années d'amortissement ( $n=18$  ans).

$$AN : A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{18} - 1} + 0,08 = 0,107 = 10,7\%$$

**V-4-2. Détermination des diamètres économiques :**

**a) Variante B :**

**Tronçon SP1- RT (EL Hmadna calé à 185mNGA) :** Puisque le débit est important, de préférence de projeté deux conduites en parallèle afin de partager ce débit par deux. (Nombre de conduites N = 2):

La longueur de la conduite de refoulement est 2600 m supérieures à 1 Km, donc la formule approchée de BRESS est rejetée

La formule approchée de BONNIN est applicable :

- Le débit totale est  $Q_t = 1.157 \text{ m}^3/\text{s}$ , le débit destiné à chaque conduite est de  $Q=0.694 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 2600 \text{ m}$
- $H_g = 179 \text{ m}$

D'où :  $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.694} = 0,833$     Donc  $D_{C(BONNIN)} = 833 \text{ mm}$

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

Tableau V-1: Calcul de la HMT du tronçon SP1-RT (EL Hmadna):

D (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
600	2,45	1474404	0,0261	0,0134	2600	40,09	219,09
700	1,80	1263775	0,0251	0,0059	2600	17,78	196,78
800	1,38	1105803	0,0242	0,0029	2600	8,80	187,80
<b>900</b>	<b>1,09</b>	<b>982936</b>	<b>0,0233</b>	<b>0,0016</b>	<b>2600</b>	<b>4,72</b>	<b>183,72</b>
1000	0,88	884643	0,0228	0,0009	2600	2,72	181,72
1200	0,61	737202	0,0217	0,0004	2600	1,04	180,04

Tableau V-2: Frais d'amortissement et frais d'exploitation du tronçon SP1-RT (EL Hmadna):

D (mm)	Frais d'amortissement			Frais d'exploitation			Bilan (DA)
	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)	P (Kw)	E (Kwh)	F <sub>explo</sub> (DA)	
600	16779	2600	4667918	3010,17	21974235,54	62052757	66720675
700	20299	2600	5647182	1820,21	13287528,34	55732926	61380108
800	24978	2600	6948880	1589,80	11605507,95	53188755	60137635
<b>900</b>	<b>27025</b>	<b>2600</b>	<b>7518355</b>	<b>1560,20</b>	<b>11389455,07</b>	<b>52037377</b>	<b>59555732</b>
1000	32545	2600	9054019	1526,43	11142907,22	51467133	60521152
1200	38796	2600	10793047	1509,70	11020799,25	50992580	61785627

D'après le bilan des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique à choisir pour le tronçon de refoulement SP1-RT (EL Hmadna calé à 185mNGA) est : **D=900 mm**



**Remarque :** le calcul du diamètre économique de Tronçon SP1- RT (EL Hmadna calé à 203mNGA) pour cette variante sont donnée dans l'annexe V-1

➤ **Tronçon SP2-Bâche SP3:**

La longueur de la conduite de refoulement est 1050 m supérieure à 1 Km, donc la formule approchée de BRESS est rejetée

La formule approchée de BONNIN est applicable :

- Le débit totale est  $Q_t = 0.167 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 1100 \text{ m}$
- $H_g = 102 \text{ m}$

D'où :  $D = \sqrt[4]{Q} = \sqrt[4]{0.167} = 0.408$  Donc  $D_{C(BONNIN)} = 408 \text{ mm}$

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

Tableau V-3: Calcul de la HMT du tronçon SP2-Bâche SP3:

D (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
250	3,40	849257	0,0339	0,0797	1050	96,27	198,27
300	2,36	707714	0,0320	0,0303	1050	36,55	138,55
400	1,33	530786	0,0294	0,0066	1050	7,95	109,95
<b>450</b>	<b>1,05</b>	<b>471809</b>	<b>0,0283</b>	<b>0,0035</b>	<b>1050</b>	<b>4,25</b>	<b>106,25</b>
500	0,85	424628	0,0275	0,0020	1050	2,44	104,44
600	0,59	353857	0,0261	0,0008	1050	0,93	102,93

Tableau V-4: Frais d'amortissement et frais d'exploitation du tronçon SP2-Bâche SP3 :

D (mm)	Frais d'amortissement			Frais d'exploitation			Bilan (DA)
	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)	P (Kw)	E (Kwh)	F <sub>explo</sub> (DA)	
250	7944	1050	892508	395,34	2885972,13	13477489,86	14369998
300	10756	1050	1208437	276,25	2016660,42	9417804,15	10626241
400	12310	1050	1383029	219,24	1600429,50	7474005,74	8857034
<b>450</b>	<b>13564</b>	<b>1050</b>	<b>1523915</b>	<b>211,88</b>	<b>1546730,48</b>	<b>7223231,33</b>	<b>8747147</b>
500	14818	1050	1664802	208,25	1520218,34	7099419,66	8764222
550	16779	1050	1885121	206,32	1506150,44	6996755,57	8881876

D'après le bilan des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique à choisir pour le tronçon de refoulement SP2-Bâche SP3 est : **D=450 mm**

➤ **Tronçon SP3-réservoir la ZHUN (Dellys) :**

La longueur de la conduite de refoulement supérieure à 1 Km, donc la formule approchée de BRESS n'est pas applicable :

- Le débit totale est  $Q_t = 0.167 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- $L = 2300 \text{ m}$
- $H_g = 204 \text{ m}$

La formule approchée de BONNIN est applicable :

D'où :  $D = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0.167} = 0,408$  Donc  $D_{C(BONNIN)} = 408 \text{ mm}$

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

Tableau V-5: Calcul de la HMT du tronçon SP3-réservoir la ZHUN :

D (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
250	3,40	849257	0,0339	0,0797	2300	210,89	414,89
300	2,36	707714	0,0320	0,0303	2300	80,06	284,06
400	1,33	530786	0,0294	0,0066	2300	17,42	221,42
<b>450</b>	<b>1,05</b>	<b>471809</b>	<b>0,0284</b>	<b>0,0035</b>	<b>2300</b>	<b>9,31</b>	<b>213,31</b>
500	0,85	424628	0,0275	0,0020	2300	5,35	209,35
600	0,59	353857	0,0261	0,0008	2300	2,04	206,04

Tableau V-6: Frais d'amortissement et frais d'exploitation du tronçon SP3-réservoir la ZHUN :

D (mm)	Frais d'amortissement			Frais d'exploitation			Bilan (DA)
	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)	P (Kw)	E (Kwh)	F <sub>explo</sub> (DA)	
250	7944	2300	1827120	827,24	6038860,91	28201480,44	30028600
300	10756	2300	2473880	566,39	4134654,29	19308835,55	21782716
400	12310	2300	2831300	441,49	3222910,37	15050991,43	17882291
<b>450</b>	<b>13564</b>	<b>2300</b>	<b>3119720</b>	<b>425,38</b>	<b>3105283,95</b>	<b>14501676,05</b>	<b>17621396</b>
500	14818	2300	3408140	417,43	3047209,75	14230469,53	17638610
600	16779	2300	3859170	413,20	2999054,88	14005586,27	17864756

D'après le bilan des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique à choisir pour le tronçon de refoulement SP3-réservoir la ZHUN : est : **D=450 mm**.

**b) Variante A :**

➤ **Tronçon SP1- RT (Ouled Samir calé à 185mNGA) :**

La longueur de la conduite de refoulement inférieure à 1 Km, donc la formule approchée de BRESS est applicable :

La formule approchée de BONNIN est applicable :

- Le débit totale est  $Q_t = 1.157 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- $L = 7700 \text{ m}$ .
- $H_g = 179 \text{ m}$ .

D'où :  $D = \sqrt[4]{Q} = \sqrt[4]{1,157} = 1,076$  Donc  $D_{C(BONNIN)} = 1000 \text{ mm}$

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

Tableau V-7: Calcul de la HMT du tronçon SP1-RT (Ouled Samir):

D (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)
600	4,91	2948809	0,0261	0,0536	7700	474,95	653,95
700	3,61	2527550	0,0251	0,0238	7700	210,62	389,62
800	2,76	2211607	0,0242	0,0118	7700	104,20	283,20
900	2,18	1965872	0,0234	0,0063	7700	56,05	235,05
<b>1000</b>	<b>1,77</b>	<b>1769285</b>	<b>0,0228</b>	<b>0,0036</b>	<b>7700</b>	<b>32,20</b>	<b>211,20</b>
1200	1,23	1474404	0,0217	0,0014	7700	12,35	191,35

Tableau V-8: Frais d'amortissement et frais d'exploitation du tronçon SP1-RT (Ouled Samir):

D (mm)	Frais d'amortissement			Frais d'exploitation			Bilan(DA)
	Prix de ml (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	L (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F <sub>explo</sub> (DA)	
600	16779	16779	7700	13824218	285129351,86	150710303	164534521
700	20299	20299	7700	16724346	79321212,01	89791750	106516096
800	24478	24978	7700	20579374	39470267,44	65267804	85847179
900	27025	27025	7700	22265898	34351476,04	54169358	76435256
<b>1000</b>	<b>30545</b>	<b>32545</b>	<b>7700</b>	<b>26813826</b>	<b>28510188,55</b>	<b>48672621</b>	<b>75486447</b>
1200	34796	38796	7700	31964024	25617169,02	44098283	76062307

D'après le bilan des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique à choisir pour le tronçon de refoulement SP1-RT (Ouled Samir calé à 185mNGA) est : **D=1000 mm**

**Remarque :** les calculs du diamètre économique de Tronçon SP1- RT (Ouled Samir calé à 203mNGA) pour cette variante sont donnée dans l'annexe V-2

## V-5. DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES GRAVITAIRE :

Pour le cas d'une conduite gravitaire, on détermine le diamètre avantageux de la conduite sachant que les côtes piézométriques aux points du départ et d'arrivée sont connues. On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible, afin de déterminer le diamètre avantageux moyennant la méthode ci-après :

### V-5-1. Méthode du calcul :

La méthode est basée sur plusieurs étapes suivantes :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (V-16)$$

Avec : Q : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s)

D<sub>av</sub> : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m)

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

ΔH<sub>t</sub> : Perte de charge totale (m)

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g$$

Telle que : ΔH<sub>t</sub> : Perte de charge totale (m) ;

ΔH<sub>p</sub><sup>lin</sup> : Perte de charge linéaire (m).

K' : Coefficient de perte de charge;

L<sub>eq</sub> : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_c} \quad (V-17)$$

Telle que : L<sub>g</sub> : Longueur géométrique de la conduite (m)

L<sub>e<sub>c</sub></sub> : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

Selon le type du matériau les coefficients K', m et β sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-9: Coefficients K, m, β pour différents type du 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

➤ **Calcul de la charge disponible :**

Pour calculer la charge disponible est la différence entre la côte de radier du réservoir (côte départ) et la côte piézométrique d'arrivé, la charge disponible est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H_d = Cr (\text{point départ}) - Cp (\text{point d'arrivé}) \quad (\text{V-18})$$

➤ **Calcul du gradient hydraulique :**

Représente le rapport charge disponible et la longueur équivalente

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} \text{ m/m} \quad (\text{V-19})$$

➤ **Calcul du diamètre avantageux d'un tronçon :**

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

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \quad (\text{V-20})$$

Avec :  $Q_i$  : débit véhiculé par le tronçon (i) ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$\Delta H_i$  : Perte de charge totale du tronçon (i) en m ( $\Delta H_i = J * L_{eq.i}$ )

$L_{eq.i}$  : Longueur équivalente du tronçon (i) en m

$K'$  : Coefficient de perte de charge ( $K' = 0,001735$  ; pour fonte ductile)

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ( $\beta = 2$  ; pour fonte ductile)

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau ( $m = 5.3$  ; pour fonte ductile)

➤ **La vitesse d'écoulement :**

La détermination de la vitesse d'écoulement dans une conduite gravitaire par l'équation de continuité suivante:

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$\text{Donc : } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{V-21})$$

Avec :  $Q$  : débit véhiculé par l'adduction ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

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

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

**V-5-2. Détermination des diamètres avantageux :**

**a) Variante B (cas d'un réservoir tampon calé à 185mNGA) :**

L'adduction principale est constituée de deux conduites une dirigée vers l'Est et l'autre à l'Ouest, les diamètres avantageux sont calculés à base de la formule (V-20) de la manière suivante :

➤ **Couloir Ouest** (Tronçon RT EL Hmadna- Réservoir d'équilibre Douar El Gaicha):

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{r(RT)} - C_{P(RE)} = 185 - (146 + 5) = 34 \text{ m donc } \Delta H_d = 34 \text{ m}$$

- Calcul du gradient hydraulique :  $I = \frac{34}{14720} = 0.00231 \text{ m/m}$

➤ **Couloir Est** (Tronçon RT EL Hmadna- Réservoir Thouabet) :

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{r(RT)} - C_{P(\text{point du piquage vers Tizi-Ouzou})} = 185 - 107 = 78 \text{ donc } \Delta H_d = 78 \text{ m}$$

- Calcul du gradient hydraulique :  $I = \frac{78}{18977} = 0,00441 \text{ m/m}$

Les altitudes des différents points de l'adduction sont regroupées dans le tableau ci-après

Tableau V-10 : Altitudes des différents points de l'adduction gravitaire principale

N° du point	Points	Cote de terrain naturel (m)
<b>A</b>	Réservoir tampon EL Hmadna (radier)	185,00
<b>B</b>	Piquage vers réservoir 2x800 m <sup>3</sup> de Carrière	150,00
<b>C</b>	Point de piquage Ouled Ali	22,00
<b>D</b>	Point de piquage vers Leghata	15,00
<b>E</b>	Réservoir d'équilibre Douar El Gaicha	146,00
<b>F</b>	Point de Piquage Sahel Boubrek	15,00
<b>G</b>	Point de piquage vers la zone supplémentaire	4,00
<b>H</b>	Réservoir thouabet	18,00

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux pour chaque tronçon sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau V-11: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction gravitaire principale

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	Gradient I (m/m)	$\Delta H_i$ (m)	$D_{calculé}$ (m)
A-B	623,84	754	867,1	0,00231	2,00	0,793
B-C	516,2	7190	8268,5	0,00231	19,10	0,738
C-D	467,59	2234	2569,1	0,00231	5,93	0,711
D-E	281,72	4542	5223,3	0,00231	12,06	0,587
A-F	533,56	13190	15168,50	0,00411	62,35	0,670
F-G	512,73	5623	6466,45	0,00411	26,58	0,660
G-H	186,34	164	188,6	0,00411	0,77	0,451

➤ **Normalisation des diamètres avantageux calculés :** Après la normalisation on calcul les pressions aux différents points, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-12: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction gravitaire principale

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	V (m/s)	$L_{eq}$ (m)	$\Delta H_i$ (m)	$C_p$ (m)	$C_T$ (m)	P (m)
A-B	623,84	800	1,24	867,10	1,91	183,09	150	33,09
B-C	516,20	750	1,17	8268,50	17,56	165,53	22	143,53
C-D	467,59	750	1,06	2569,10	4,48	161,05	15	146,05
D-E	281,72	600	1,00	5223,30	10,78	150,27	146	4,27
A-F	533,56	700	1,39	15168,5	49,61	135,39	15	120,39
F-G	512,73	650	1,55	6466,45	28,93	106,46	4	102,46
G-H	186,34	450	1,17	188,6	0,78	105,68	18	87,68

**Remarque :** Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de chaque tronçon pour le cas d'un RT calé à 203mNGA de cette variante sont donnés dans l'annexe V-2.

L'adduction secondaire constituée de plusieurs tronçons dont les altitudes des différents points de l'adduction sont regroupées dans le tableau ci-après:

Tableau V-13 : Altitudes des différents points de l'adduction gravitaire secondaire

N° du point	Points	Côte (m)
1	Point de piquage vers Leghata	151,14
2	Réservoir Koudiat El Arais (Leghata)	135
3	Réservoir EL Boor (Zemmouri)	128
4	Réservoir Ouled Ali (Cap Djinet)	171
5	Réservoir Ain EL Hamra (Leghata)	73,60
6	Réservoir Douar Nouacer (Cap djinet)	82
7	Réservoir Carrière (Cap Djinet)	129,5
8	Réservoir Chef-lieu (Cap Djinet)	120
9	Réservoir Mazer (Cap Djinet)	95
10	Réservoir Lalaoui (Cap Djinet)	90,5

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux pour chaque tronçon sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau V-14: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction gravitaire secondaire

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	I (m/m)	$\Delta H_i$ (m)	$D_{calculé}$ (m)
1-2	231,48	6215	7147,25	0,00226	16,14	0,548
2-3	162,04	5950	6842,50	0,00102	7,00	0,556
4-5	17,36	2547	2929,05	0,03325	97,40	0,124
4-6	23,15	3600	4140,00	0,02150	89,00	0,150
7-8	48,61	3965	4559,75	0,00329	15,00	0,283
8-9	12,73	2810,5	3232,08	0,00773	25,00	0,145

- **Normalisation des diamètres avantageux calculés** : Après la normalisation on calcul les pressions aux différents points, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-15: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction gravitaire secondaire

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	V (m/s)	$L_{eq}$ (m)	$\Delta H_i$ (m)	$C_p$ (m)	$C_T$ (m)	P (m)
1-2	0,23148	600	0,82	7147,25	9,96	141,18	135,00	6,18
2-3	0,16204	600	0,57	6842,50	4,67	136,51	128,00	8,51
4-5	0,01736	150	0,98	2929,05	35,63	135,37	73,60	61,77
4-6	0,02315	150	1,31	4140,00	89,56	86,94	80,00	6,94
7-8	0,04861	300	0,69	4559,75	11,04	128,96	120,00	8,96
8-9	0,01273	150	0,72	3232,08	21,14	98,86	95,00	3,86
7-10	0,01042	150	0,59	3735,20	16,37	130,59	90,5	40,09

**b) Variante A (Cas d'un réservoir tampon calé à 185mNGA) :**

- Charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{r(RT)} - C_{p(RE)} = 185 - (146 + 5) = 34 \text{ m donc } \Delta H_d = 34 \text{ m}$$

- Calcul du gradient hydraulique :

$$I = \frac{34}{6600} = 0,00515 \text{ m/m}$$

Les altitudes des différents points de l'adduction sont regroupées dans le tableau ci-après:



Tableau V-16 : Altitudes des différents points de l’adduction gravitaire principale

N° du point	Points	Cote de terrain naturel (m)
a	RT (Ouled Samir) (radier)	185
b	Chambre de la répartition	25
c	Réservoir Koudiat El Arais (Leghata)	135
d	Réservoir EL Boor (Zemmouri)	128
e	Réservoir d’équilibre Douar El Gaicha	141
f	Réservoir de Carrière (Cap Djinet)	130
g	Réservoir Thouabet	18

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux pour chaque tronçon sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau V-17: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction gravitaire principale

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	Gradient I (m/m)	$\Delta H_i$ (m)	$D_{calculé}$ (m)
a-b	1388,9	1700	1955	0,00515	10,071	0,922
b-c	231,48	6400	7360	0,00515	37,900	0,469
c-d	162,04	5400	6210	0,00472	29,325	0,417
b-e	281,72	4900	5635	0,00515	29,029	0,505
b-f	641,2	7600	8740	0,00651	56,885	0,659
f-g	641,2	18977	21823,55	0,00619	135,125	0,665

➤ **Normalisation des diamètres avantageux calculés :** Après la normalisation on calcul les pressions aux différents points, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-18: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction gravitaire principale

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	V (m/s)	$L_{eq}$ (m)	$\Delta H_i$ (m)	$C_p$ (m)	$C_T$ (m)	P (m)
a-b	1388,9	1000	1,77	1955	6,54	178,46	25	153,46
b-c	231,48	500	1,18	7360	26,96	151,50	140	11,50
c-d	162,04	450	1,02	6210	19,48	126,02	110	16,02
b-e	281,72	500	1,44	5635	30,57	147,89	141	6,89
b-f	641,2	700	1,67	8740	41,28	137,17	130	7,17
f-g	641,2	700	1,67	21823,55	103,08	32,42	18	14,42

**Remarque :** Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de chaque tronçon pour le cas d’un RT calé à 203mNGA de cette variante sont donnés dans l’annexe V-2.

## V-6.COMPARAISON DES VARIANTES :

### V-6-1. Calage du réservoir tampon :

Deux variantes de calage étudiées :

- 1- Calage du réservoir 2x5000 m<sup>3</sup> à la côte 185mNGA;

2- Calage du réservoir 2x5000 m<sup>3</sup> à la côte 203mNGA

Ces variantes ont été envisagées au vu de l'exigence imposée par l'implantation dû au relief, afin de tenir compte de la résistance mécanique des conduites gravitaire à l'aval. Alors nous devront établir le refoulement le plus court de façon que la cote de réservoir tampon permette l'écoulement du débit appelé avec une conduite gravitaire de diamètre minimum travaillant sous une pression plus relativement faible. D'après le calcul des variantes on remarque c'est on augmente la côte du RT résulte:

- Une augmentation de Hmt, donc les frais d'amortissement et d'exploitation de la partie refoulement augmente.
- Dans la partie gravitaire Hg augmente la même chose pour les pertes de charge, ainsi la vitesse, par contre le diamètre diminue. d'autre part le coup de bélier augmente donc le risque d'éclatement de la conduite et l'endommagement des accessoires et des joints est plus élevé.

Donc pour notre cas on doit choisir d'implanter le réservoir tampon à une côte de 185mNGA, vue le résultat qu'on a trouvés dans le calcul technico-économique

**V-6-2. Critères de comparaison :**

Les différentes variantes qui doivent être comparées sont très proche les unes des autres dans l'architecture de leur système. De ce fait les différentiels sur le linéaire de canalisations, les différents ouvrages et les équipements d'exploitation-maintenance sont peu probants dans l'exercice du choix de la variante à retenir. Les différents facteurs de comparaison portent sur le coût d'investissement, le coût des opérations maintenance, les délais de réalisation et la fonctionnalité du système et sa sécurité.

Tableau V-19 : Le coût d'investissement et de mise en œuvre des conduites de la variante B

D (mm)	Quantitatif	Unité	Prix unitaire (DA)	Total (DA)
900	2*2600	MI	27025	140530000
800	754	MI	24978	24483435,6
750	9424	MI	22624	277171149
700	13190	MI	20299	348066953
650	5623	MI	18547	135576715
600	16707	MI	16779	364424779
450	3350	MI	13564	59071220
300	3965	MI	10756	55441802
150	12205,5	MI	6578	104374113
<b>Total</b>	<b>70418,5</b>			<b>1509140167</b>

Tableau V-20 : Le coût d'investissement et de mise en œuvre des conduites de la variante A

D (mm)	Quantitatif	Unité	Prix unitaire (DA)	Total (DA)
1000	9400	MI	32545	397699900
700	26577	MI	20299	701332480
500	11300	MI	14818	217676420
450	8750	MI	13564	154290500
150	12205,5	MI	6578	104374113
<b>Total</b>	<b>68232,5</b>			<b>1 575 373413</b>

D'après les critères de comparaison, la variante la plus intéressante est la variante B, qu'elle a une architecture moderne et évolutive et peu d'interférences avec les systèmes existants ce qui assurera la continuité du service de l'eau pendant les travaux, par rapport à la variante B qui donne un coût d'investissement et d'opérations de maintenance plus élevé à cause de la grande longueur et réutilisation du système existant et la taille des stations de pompes.

#### V-6-3. Contraintes relatives au tracé choisi :

- **Tronçon SDEM- Réservoir Tampon:** Le tracé d'adduction au RT prend naissance juste à la sortie de la future station de pompage de la SDEM et traverse la route RN24. La conduite peut être posée sur le côté droit de la route en direction de Cap Djinet. Puis elle prend le chemin qui monte vers le RT.
- **Réservoir Tampon RT – Réservoir Equilibre :** Ce tronçon ne pose aucun problème particulier, la conduite empruntera le même tracé que la conduite de refoulement, elle sera posée du côté gauche de la route RN24 et RN68 en direction de Bordj Menaiel, elle traversera l'oued Laamara et oued El Aouadja juste avant le point de piquage vers le couloir Ouest.
- **Réservoir Tampon RT – Réservoir Thouabet :** Ce tronçon ne pose aucun problème particulier, la conduite sera posée du côté droit de la route RN24 en direction de Sahel Bouberek, elle traverse Oued Larbaa, suivra la RN 24 et traverse l'oued Sébaou et il rejoint le RN25.

#### V-6-4. Principe de fonctionnement d'un régulateur de pression aval :

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quel que soit le débit et la pression amont. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval par un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids. Pour notre cas on propose de disposer des réducteurs de 1 à 5bars.

#### CONCLUSION :

Trois axes de desserte à partir de la SDEM sont retenus pour la répartition des eaux de la SDEM :

- Vers le sud : Par refoulement sur une longueur de 2600m avec un diamètre de 1000mm depuis la SDEM vers un réservoir tampon RT de 10000 m<sup>3</sup> à une cote de 185 m NGA.
- Vers l'Ouest : gravitairement depuis le réservoir RT, en suivant le même couloir existant, à savoir l'alimentation de Koudiat El Arais (commune de Leghata) et vers Zemmouri en alimentant au cours de route la zone industrielle projetée, sur une longueur 14720m.
- Vers l'Est : gravitairement depuis le réservoir RT alimentant le couloir Est et la zone supplémentaire, sur une longueur de 18977m
  - Une adduction gravitaire secondaire de 28335,5 m de longueur de différents diamètres (600mm, 300mm, et 150mm).

Le bilan total des frais d'investissement et d'exploitation de l'adduction gravitaire et refoulement est de **1509140167 DA**.

# **CHAPITRE VI**

## **Etude du pompage**

## INTRODUCTION :

Le bon fonctionnement d'une installation du pompage dépend essentiellement de la qualité et la puissance des pompes, outre de la qualité des appareils qui la constituent, ainsi la façon dont l'installation a été conçue, puis réalisée et finalement exploitée, chacune de ces trois phases (la conception, la réalisation et l'exploitation) doit être analysée dès le début du projet.

### VI-1. CHOIX DE SITE D'EMPLACEMENT DES STATIONS DE POMPAGE :

- **Station de pompage N° 1 :** le choix de site ne pose pas de problème pour la première station de pompage, elle doit être implantée juste à l'aval de la station de dessalement de Cap Djinet, à une altitude moyenne de 6 m NGA.
- **Station de pompage N° 2 de Dellys :** le meilleur site d'implantation de celle-ci est juste à côté de la station de pompage existante au lieu-dit Thouabet sur la RN25, à une altitude de 18 m NGA.
- **Station de pompage N° 3 de haut Dellys :** La station pompage de haut Dellys se situe à environ un km de la station de pompage N°1, avec une altitude moyenne de 120 m NGA. Le site offre la possibilité de dégager une assiette suffisante pour les ouvrages de la future station de pompage.

### VI-2. TYPES DE POMPE CENTRIFUGE [6]:

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle essentiel consiste à déplacer un liquide d'un point bas à un point haut. Dans le domaine de pompage de l'eau (AEP, traitement et évacuation des eaux usées) les pompes les plus fréquemment utilisées sont les pompes centrifuges.

- D'un distributeur généralement constitué par un cône convergent qui permet de réaliser une meilleure disposition des files liquides.
- D'une roue, ou turbine, ou rotor, ou mobile, constitué par un noyau porté par l'arbre et muni d'aubes tournant à l'intérieur de deux coquilles formant le corps de pompe. on distingue des roues ouvertes, semi ouvertes, et fermées

Il existe un très grand nombre de types de pompe centrifuges. On peut les classer de plusieurs manière, en tenant compte notamment :

- Du nombre de roues
- De la forme des aubes de la roue
- De la vitesse spécifique
- De la direction de l'axe (horizontale ou verticale)
- De la position de la pompe par rapport au niveau d'aspiration

Bien entendu, on peut associer ces différentes classifications, une pompe déterminée pouvant, par exemple être monocellulaire ou bien multicellulaire.

### VI-3. CHOIX DU TYPE DE POMPE :

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres énuméré ci-dessous :

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur HMT avec un meilleur rendement;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;

- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série ;
- Doit répondre à la construction du bâtiment plus économique.

**VI-4. CHOIX DE POMPES EN PARALLELE OU EN SERIE:**

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : recommandé en vue d’augmentation de la hauteur d’élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : recommandé en vue d’augmentation du débit refoulé par les pompes.

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d’aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale ;
- Nombre d’étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

Pour notre projet on utilise les pompes Allemandes (pompes à hautes pressions) de marque KSB qui est fabriquées en série. En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe assure un débit et une hauteur manométrique totale importante avec des déférentes vitesses de rotation. Les types des pompes sont déterminés par la grille de sélection ci-dessous.

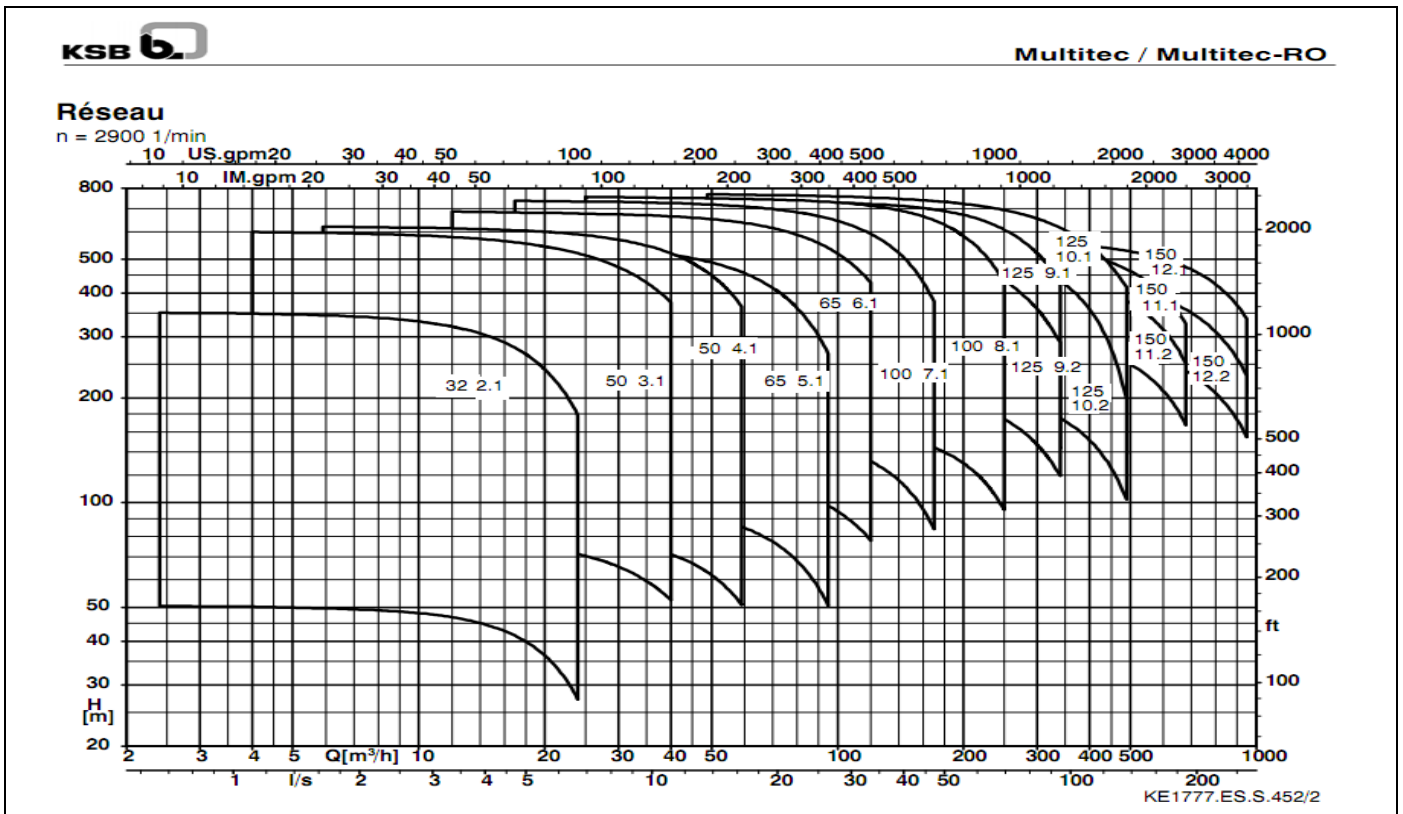


Figure VI-1.a : Réseaux des pompes types KSB Multi-tec (n=2900)

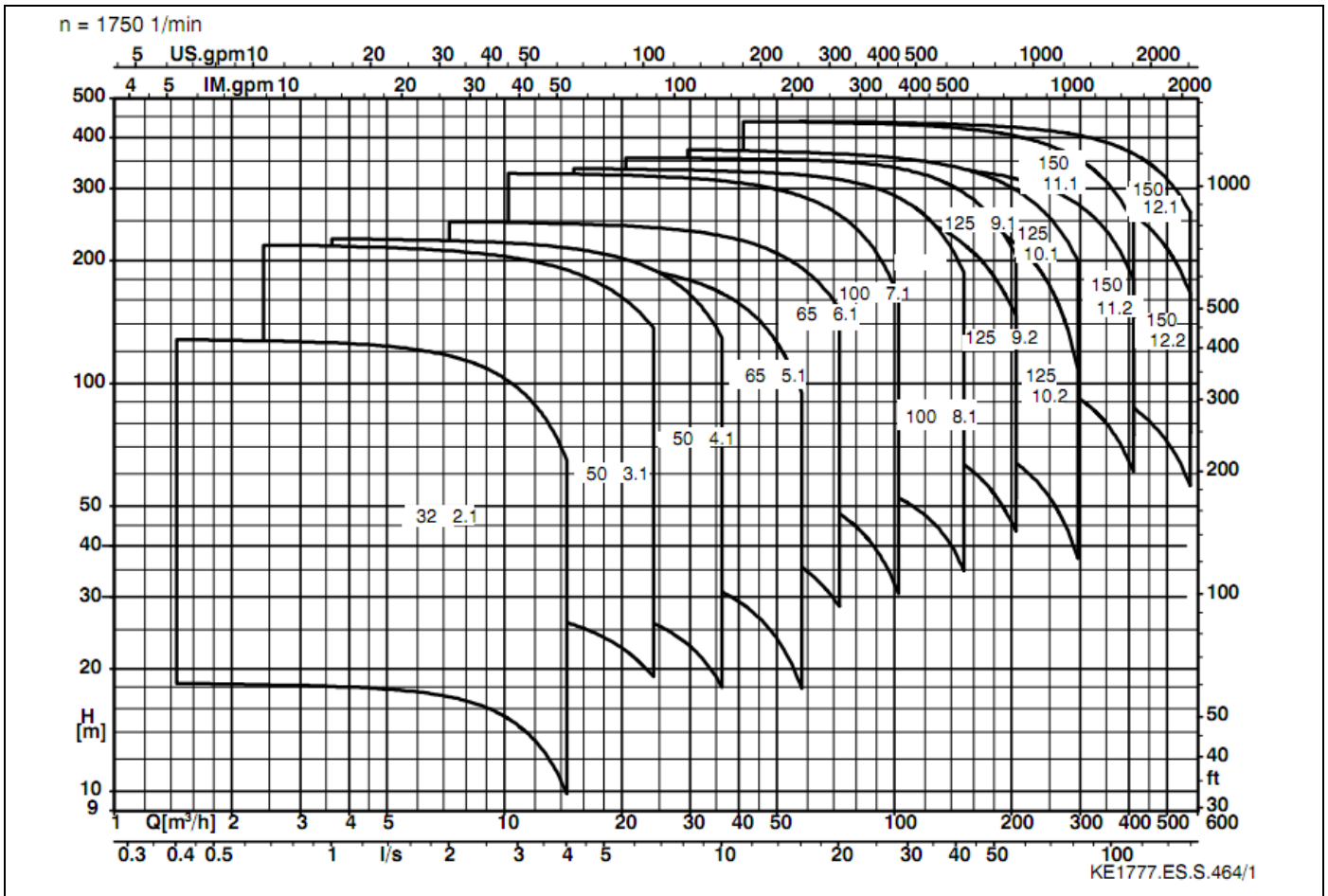


Figure VI-1.b : Réseaux des pompes types KSB Multi-tec (1750 tr/min).

**VI-4-1. Refoulement SP1-RT (EL Hmadna):** Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes pour ce tronçon sont notés dans le tableau suivant

Tableau VI-1-a: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

N°	Q appelé (m³/h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HM T (m)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	$P_{abs}$ (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	$\varnothing$ roue (mm)
1	2500	183,72	-	-	-	-	-	-	-	-
3	<b>833,33</b>	<b>183,72</b>	Multi-tec <b>150-12,2</b>	<b>76,5</b>	<b>322</b>	<b>2900</b>	<b>2</b>	<b>560</b>	<b>10,8</b>	<b>337</b>
5	500,00	183,72	Multi-tec 150-12,2	74,8	234	1750	4	250	5,2	337
6	416,67	183,72	Multi-tec 125-10,2	74,5	234	2900	3	168	7,2	243

A partir du tableau ci-dessus on opte pour un nombre de pompe égale à trois (03) plus une (01) pompe de secours, vue le rendement, et nombre de pompes en parallèle. Ces pompes à installer dans la station de pompage N°1 sont de type **KSB Multi-tec 150-12,2**

**VI-4-2. Refoulement SP2- SP3 :**

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes pour ce tronçon sont notés dans le tableau suivant.

Tableau VI-1-b: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

N°	Q appelé	HMT appelé e	Type de pompe	$\eta$	HMT	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	P <sub>abs</sub>	(NPSH) r	Ø roue
	(m <sup>3</sup> /h)	(m)		(%)	(m)			(Kw)	(m)	(mm)
1	600	106,25	-	-	-	-	-	-	-	-
2	300	106,25	Multi-tec 150-11,2	76,2	135	1750	3	146	3,2	342
3	<b>200</b>	<b>106,25</b>	Multi-tec <b>125-10,2</b>	<b>82</b>	<b>148</b>	<b>1750</b>	<b>4</b>	<b>75,2</b>	<b>2,35</b>	<b>272</b>
4	150	106,25	Multi-tec 125-9,2	78	152	1750	4	60	2,2	273
5	120	106,25	Multi-tec 100-8,1	72,1	126	1450	6	36	1,95	245

A partir du tableau ci-dessus on opte pour un nombre de pompe égale à trois (03) plus une (01) pompe de secours, vue le rendement, et nombre de pompes en parallèle. Ces quatre pompes à installer dans la station de pompage N°2 sont de type **KSB Multi-tec 125-10,2**.

#### VI-4-3. Refoulement SP3-réservoir la ZHUN :

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes pour ce tronçon sont notés dans le tableau suivant.

Tableau VI-1-c: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N°	Q appelé	HMT appelée	Type de pompe	$\eta$	HMT	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	P <sub>abs</sub>	(NPSH) r	Ø roue
	(m <sup>3</sup> /h)	(m)		(%)	(m)			(Kw)	(m)	(mm)
2	300,00	213,31	Multi-tec 125-9,2	77	312	2900	3	219	6,5	273
3	<b>200,00</b>	<b>213,31</b>	Multi-tec <b>100-8,1</b>	<b>80,1</b>	<b>336</b>	<b>2900</b>	<b>4</b>	<b>172</b>	<b>4,5</b>	<b>245</b>
4	150,00	213,31	Multi-tec 125-9,2	79	228	1750	6	90	2,2	273
5	120,00	213,31	Multi-tec 100-8,1	78,8	215	1750	7	65	2,1	245

A partir du tableau ci-dessus on opte pour un nombre de pompe égale à trois (03) plus une (01) pompe de secours, vue le rendement, et nombre de pompes en parallèle. Ces quatre pompes à installer dans la station de pompage N°3 sont de type **KSB Multi-tec 100-8,1**.

#### VI-5. COURBES CARACTERISTIQUES DES POMPES :

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes : [H-Q] ; [P<sub>abs</sub>- Q] ; [ $\eta_p$  - Q] ; [(NPSH)<sub>r</sub> - Q]

Les courbes caractéristiques des pompes des stations de pompage seront établies à base des courbes individuelle et courbes d'étages, données par le catalogue des pompes KSB Multi-tec après le choix du type et du nombre de pompe en parallèle (voir Annexe VI-2).



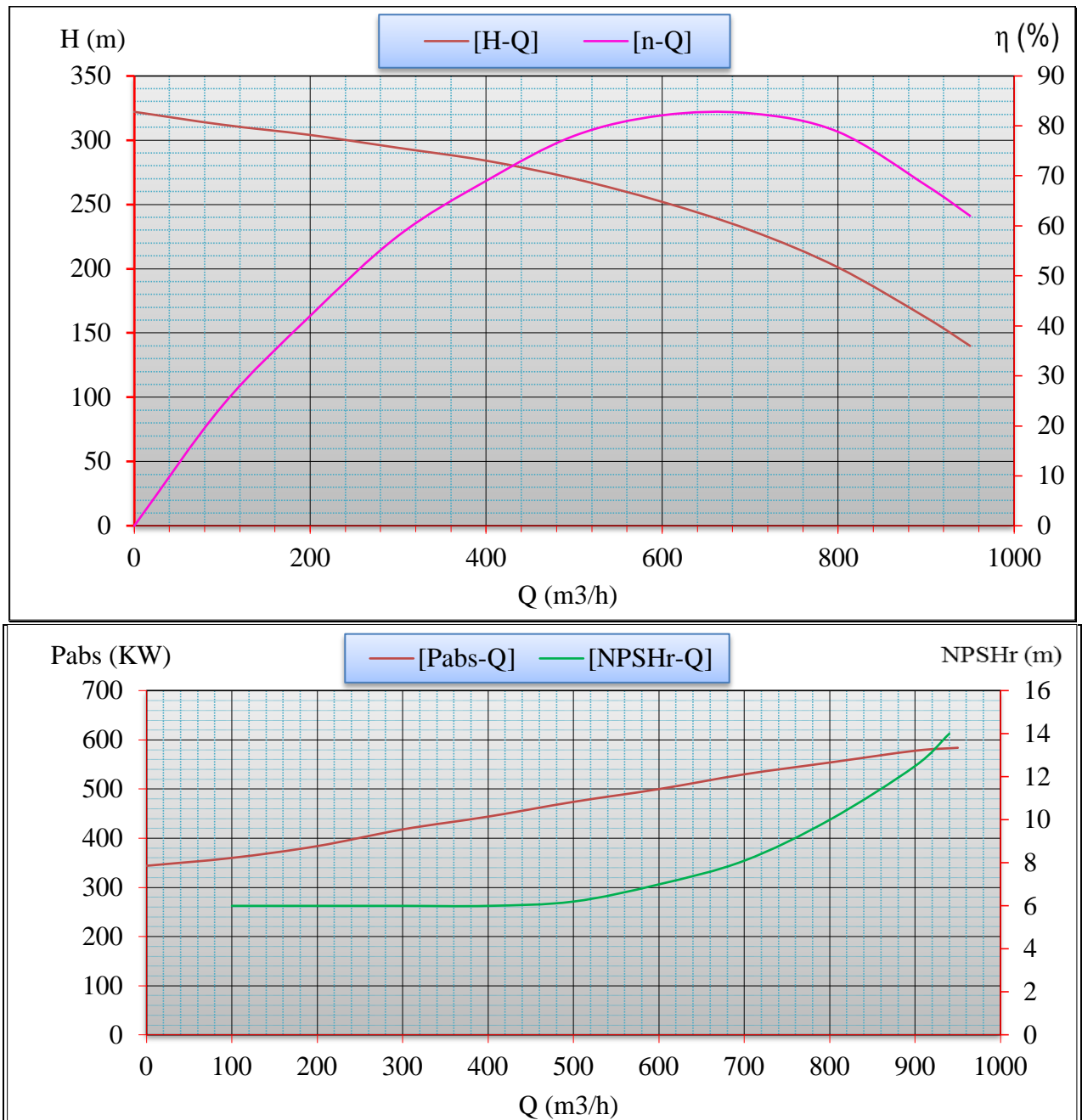


Figure VI-2.a : Les courbes caractéristiques de la pompe type KSB Multi-tec 150-12,2 pour la station de pompage N°1.

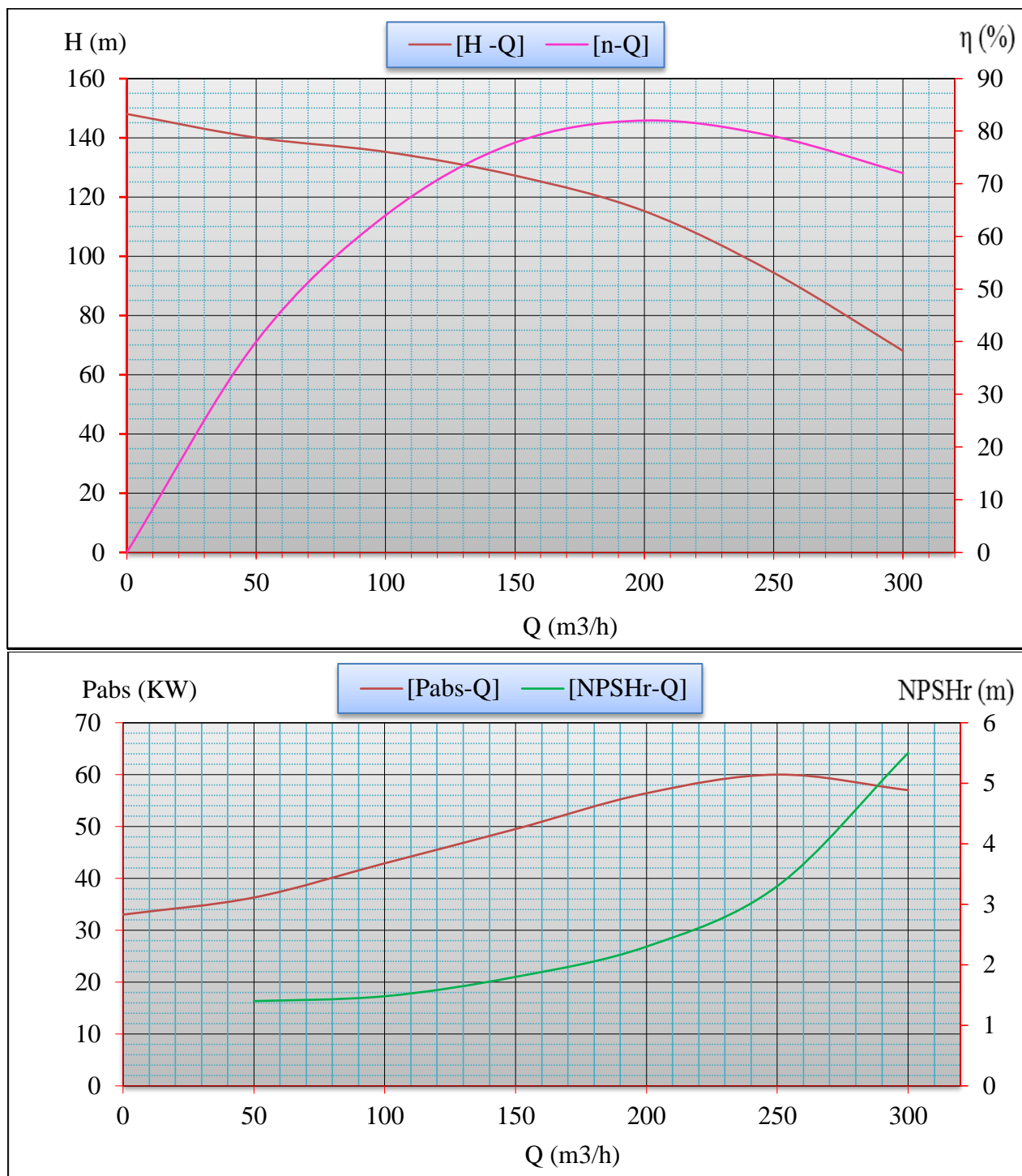


Figure VI-2.b : Les courbes caractéristiques de la pompe type KSB Multi-tec125-10,2 pour la station de pompage N°2.

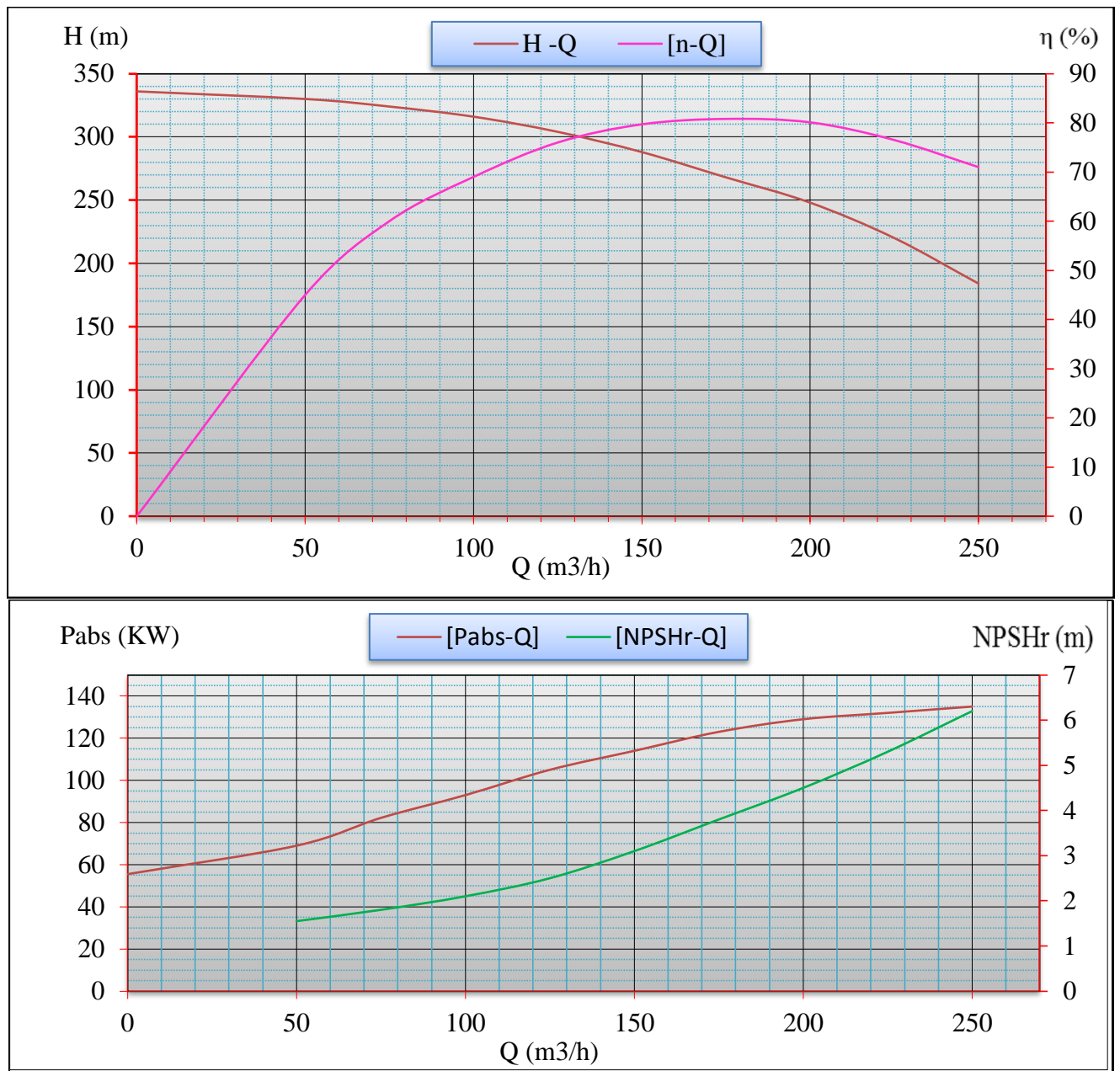


Figure VI-2.c : Les courbes caractéristiques de la pompe type KSB Multi-tec 100-8,1 pour la station de pompage N°3.

### VI-6. POINTS DE FONCTIONNEMENT DES POMPES :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée en fonctionnement donnée par le constructeur [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement déterminée par l'installateur de la pompe [H<sub>c</sub>-Q].

#### ➤ Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (VI-1)$$

Avec :  $H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;

$\Delta h_t$  : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \quad (VI-2)$$

Telle que :  $\Delta h_p^{lin}$  : perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \quad (VI-3)$$

Avec :  $L_{ref}$  : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

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

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

$g$  : accélération de la pesanteur ( $g=9.81m/s^2$ ).

$\lambda$  : Coefficient de frottement

### VI-6-1. Refoulement : SP 1 - Réservoir tampon :

Tableau VI-2-a : Calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1-RT (EL Hmadna)

N°	3Q ( $m^3/h$ )	$H_g$ (m)	$L_{ref}$ (m)	$D_{ec}$ (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	$H_c$ (m)
1	0	179	2600	900	0,02335	0,00	0,00	179,00
2	300	179	2600	900	0,02335	0,06	0,07	179,07
3	600	179	2600	900	0,02335	0,24	0,28	179,28
4	900	179	2600	900	0,02335	0,55	0,63	179,63
5	1200	179	2600	900	0,02335	0,97	1,12	180,12
6	1500	179	2600	900	0,02335	1,52	1,75	180,75
7	1800	179	2600	900	0,02335	2,19	2,52	181,52
8	2100	179	2600	900	0,02335	2,99	3,43	182,43
9	2400	179	2600	900	0,02335	3,90	4,49	183,49
10	2700	179	2600	900	0,02335	4,95	5,68	184,68
11	2820	179	2600	900	0,02335	5,38	6,19	185,19

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe est donnés sur la figure VI-3.a.

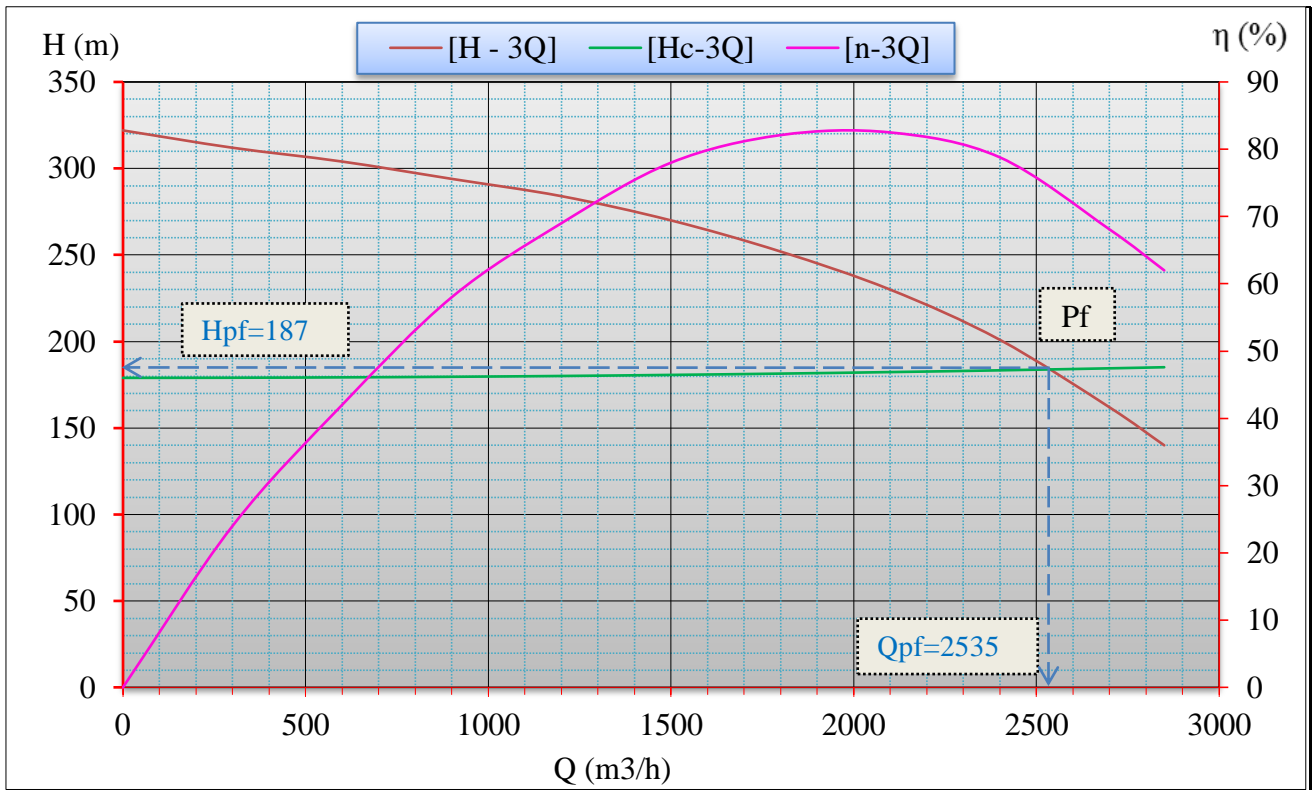


Figure VI-3.a: Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage N°1

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

$$Q_{pf}=2535 \text{ m}^3/\text{h} < 5000 \text{ m}^3/\text{h} \text{ et } H_{pf}=187 \text{ m} > 183,72$$

#### VI-6-2. Refoulement : SP 2 – SP3 :

Tableau VI-2-b : Calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1 - bête SP3

N°	3Q (m <sup>3</sup> /h)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{in}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	102	1050	0,45	0,02827	0,000	0,000	102,000
2	150	102	1050	0,45	0,02827	0,231	0,254	102,254
3	300	102	1050	0,45	0,02827	0,924	1,016	103,016
4	450	102	1050	0,45	0,02827	2,079	2,287	104,287
5	600	102	1050	0,45	0,02827	3,696	4,065	106,065
6	750	102	1050	0,45	0,02827	5,774	6,352	108,352
7	900	102	1050	0,45	0,02827	8,315	9,147	111,147

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe est donné sur la figure VI-3.b.

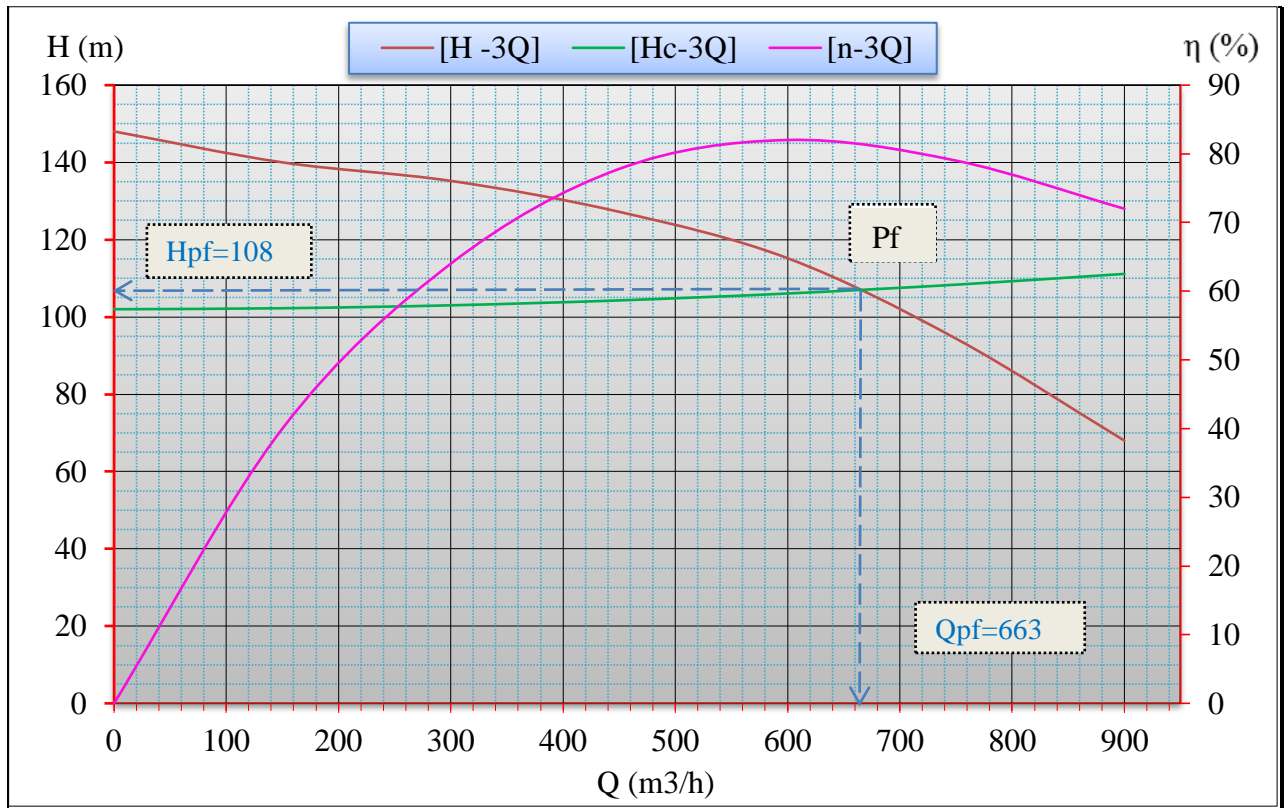


Figure VI-3.b: Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage N°2

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

$Q_{pf} = 663 \text{ m}^3/\text{h} > 600 \text{ m}^3/\text{h}$  et  $H_{pf} = 108 \text{ m} > 106,25 \text{ m}$ .

### VI-6-3. Refoulement SP 3– R (la ZHUN) :

Tableau VI-2-c : Calcul de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP3-R (la ZHUN)

N°	3Q (m <sup>3</sup> /h)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_t$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	204	2300	450	0,02827	0,000	0,000	204,000
2	150	204	2300	450	0,02827	0,506	0,582	204,582
3	225	204	2300	450	0,02827	1,138	1,309	205,309
4	300	204	2300	450	0,02827	2,024	2,327	206,327
5	375	204	2300	450	0,02827	3,162	3,637	207,637
6	450	204	2300	450	0,02827	4,554	5,237	209,237
7	525	204	2300	450	0,02827	6,198	7,128	211,128
8	600	204	2300	450	0,02827	8,095	9,310	213,310
9	675	204	2300	450	0,02827	10,246	11,782	215,782
10	750	204	2300	450	0,02827	12,649	14,546	218,546

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure VI-3.c.

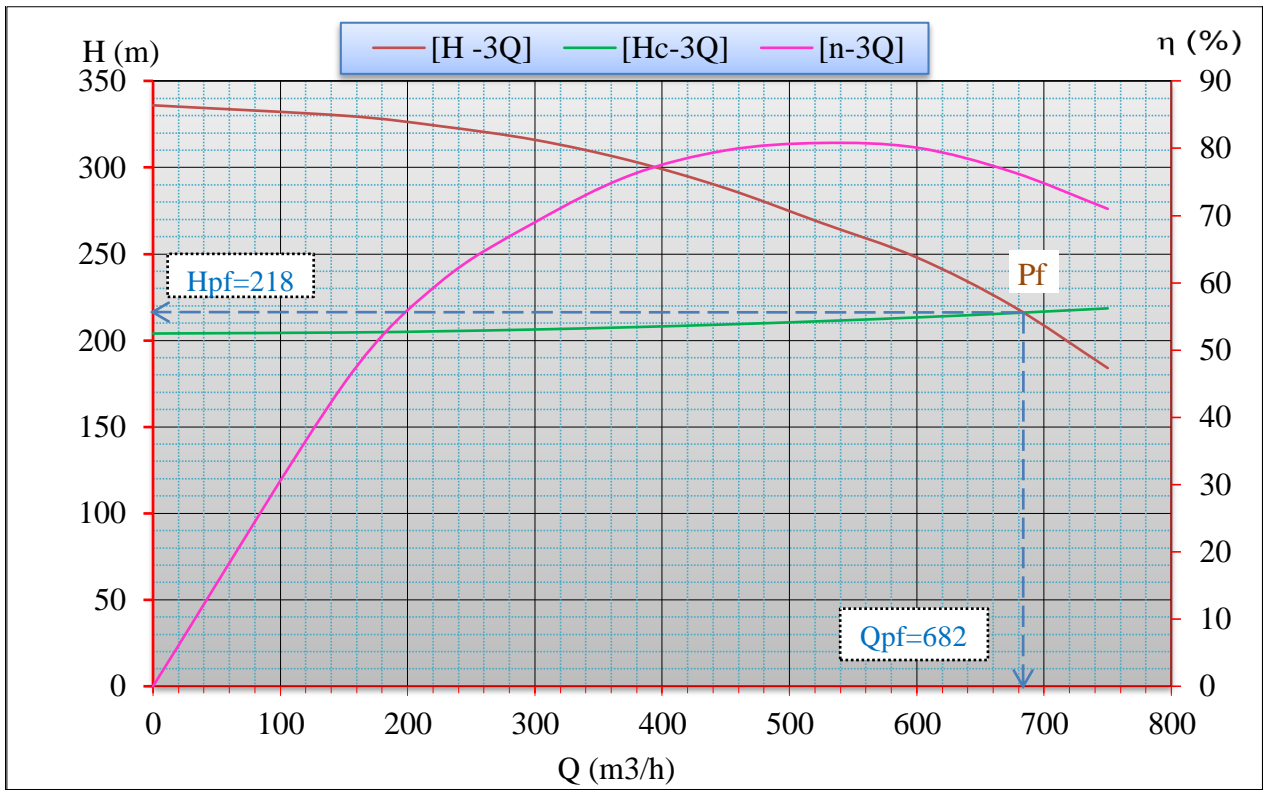


Figure VI-3.c: Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage N°3

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

$$Q_{pf}=682 m^3/h > 600 m^3/h \quad H_{pf}=218 m > 213.21 m$$

**Conclusion :** Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, ainsi la hauteur manométrique totale pour toutes les stations de pompage.

### VI-7. FONCTIONNEMENT OPTIMAL DES POMPES:

Le profil de charge (suivi des variations de la demande hydraulique) de l'installation est très important 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 de plusieurs cas possible:

➤ **Débit pompé > Débit demandé :**

Le débit pompé est supérieur à celle 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 de nombre de tours (on change la vitesse de rotation).

La nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après les lois de similitudes :

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

$$\Rightarrow Q_{pf} / Q_{app} = k \quad \text{et} \quad H_{pf} / H_{app} = k^2$$

$$\frac{Q_{pf}}{Q_{app}} = \frac{n}{N} \quad \Rightarrow \quad n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \quad \text{Tr/min} \quad (\text{VI-4})$$

Avec :  $N$ : La vitesse initiale de la pompe.

$n$ : La nouvelle vitesse de la pompe.

- L'équation de la courbe de proportionnalité :  $H = a * Q^2$  (VI-5)

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

2. Réglage quantitatif : par le vannage c'est à dire fermons un partiellement le robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est:

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{VI-6})$$

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

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (\text{VI-7})$$

$H'_c$  : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)<sub>R</sub> (m).

3. Rognage : Par la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé et à ne pas baisser le rendement, de la manière suivante :

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (\text{VI-8})$$

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

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

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d_{ext} = D_{ext} * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (\text{VI-9})$$



Avec :  $Q_{pf}$  : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ;

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

$d_{ext}$  : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

Rendement de rognage :

$$R = (1-m)*100 \quad (VI-10)$$

Avec :  $R$  : rendement de rognage (%) ;

$$m : \text{coefficient de rognage ; } m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (VI-11)$$

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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (VI-12)$$

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 ( $m^3/h$ ).

5. Changement complètement du type de la pompe.

➤ **Débit pompé < Débit demandé :**

Le débit pompé est inférieur à celle appelé, le réglage se fait soit :

1. Quantitatif : augmentation de la vitesse de rotation du moteur de la pompe.
2. Changement de type de pompe.
3. Accouplement des pompes.

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

### VI-7-1. Refoulement SP2-Bâche SP3

**a. Réduction de la vitesse de rotation :**

- L'équation de la courbe de proportionnalité :  $H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} Q^2 = \frac{106,25}{(600/3600)^2} Q^2 = 3825 Q^2$

- La nouvelle vitesse de la pompe :  $n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 1750 * \frac{600}{663} = 1584 \text{ Tr/min.}$

- Le rendement après la similitude est : 82 %.

- La puissance absorbée :  $P_{abs} = \frac{9,81 * 200 * 106,25}{0,82 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 70,62 \text{ Kw.}$

**b. Vannage :**

- $H_c = 115$  m (figure VI-3.b).
- $h_v = 115 - 106,25 \Rightarrow h_v = 8,75$  m.
- Le rendement avant le vannage est de 80,1% (tableau V-1.b).

$$\eta_{ap,van}^{inst} = 82 * \frac{106,25}{106,25 + 8,75} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = \mathbf{75,76\%}$$

- Moyennant la formule V-12 (Chapitre V), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :  $Q = \frac{Q_{app}}{n}$

Avec : n : nombre de pompes en parallèle ; d'où :  $Q = \frac{600}{3} = 200$  m<sup>3</sup>/h

$$P_{abs} = \frac{9,81 * 200 * 115}{0,7576 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{82,73Kw.}$$

**c. Rognage :**

- L'équation de la droite de rognage est telle que :  $H = \frac{106,25}{600} * Q \rightarrow H = 0,177Q$
- Le diamètre de la roue après le rognage, sera :  $d_{ext} = 272 * \sqrt{\frac{600}{663}} \rightarrow d_{ext} = 258,75$  mm
- Le coefficient de rognage est :  $m = \sqrt{\frac{600}{663}} \rightarrow m = 0,95$  mm
- Le rendement de rognage est :  $R = (1 - 0,95) * 100 \Rightarrow R\% = 5\% < 15\%$  donc Le rognage est une solution efficace
- Le rendement après rognage est : **80 %** (figure V-4.b) :
- La puissance absorbée :  $P_{abs} = \frac{9,81 * 200 * 106,25}{0,82 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{72,38 Kw}$

**d. Diminution du temps de pompage :**

- Le nouveau temps de pompage sera :  $t' = \frac{600}{663} * 20 \Rightarrow t' = \mathbf{18h 6min.}$
- Le rendement correspondant au débit  $Q_A = 600$  m<sup>3</sup>/h est : **82 %** (figure VI-4.b).
- Moyennant la formule V-12 (Chapitre V), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :  $Q = \frac{Q_A}{n}$

Avec : n : nombre de pompes en parallèle ; d'où :  $Q = \frac{600}{3} = 200$  m<sup>3</sup>/h

$$P_{abs} = \frac{9,81 * 200 * 106,25}{0,82 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{70,62Kw}$$

**VI-7-2. Refoulement SP3-Réservoir la ZHUN :**

**a. Réduction de la vitesse de rotation :**

- L'équation de la courbe de proportionnalité :  $H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} Q^2 = \frac{213,31}{(600/3600)^2} Q^2 = 7679,16Q^2$
- La nouvelle vitesse de la pompe.  $n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 1750 * \frac{600}{682} = 2551 \text{ Tr/min.}$
- Le rendement après la similitude est : 80,1 %.
- La puissance absorbée :  $P_{abs} = \frac{9,81 * 200 * 213,31}{0,801 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{145,14Kw.}$

**b. Vannage :**

- $H_c = 248 \text{ m}$  (figure VI-3.c).
- $h_v = 248 - 213,31 \Rightarrow h_v = 34,69\text{m.}$
- Le rendement avant le vannage est de 80,1% (tableau VI-1.b).

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 80,1 * \frac{213,31}{213,31 + 34,69} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = \mathbf{68,9\%}$$

- Moyennant la formule V-12 (Chapitre V), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :  $Q = \frac{Q_{app}}{n}$

Avec : n : nombre de pompes en parallèle ; d'où :  $Q = \frac{600}{3} = 200 \text{ m}^3/\text{h}$

$$P_{abs} = \frac{9,81 * 200 * 248}{0,689 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{196,17Kw.}$$

**c. Rognage :**

- L'équation de la droite de rognage est telle que :  $H = \frac{213,31}{600} * Q \rightarrow H = 0,356Q$
- Le diamètre de la roue après le rognage, sera :  $d_{ext} = 245 * \sqrt{\frac{600}{682}} \rightarrow d_{ext} = 230\text{mm}$
- Le coefficient de rognage est :  $m = \sqrt{\frac{600}{682}} \rightarrow m = 0,94\text{mm}$
- Le rendement de rognage est :  $R = (1 - 0,94) * 100 \Rightarrow \mathbf{R\% = 6\% < 15\%}$  donc Le rognage est une solution efficace
- Le rendement après rognage est : **78 %** (figure V-4.c) :
- La puissance absorbée :  $P_{abs} = \frac{9,81 * 200 * 213,31}{0,78 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{149,04Kw}$

**d. Diminution du temps de pompage :**

- Le nouveau temps de pompage sera :  $t' = \frac{600}{682} * 20 \Rightarrow \mathbf{t' = 17\text{h } 36\text{min.}}$
- Le rendement correspondant au débit  $Q_A = 600 \text{ m}^3/\text{h}$  est : **80,1 %** (figure V-4.b).

- Moyennant la formule V-12 (Chapitre V), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que :  $Q = \frac{Q_A}{n}$

Avec : n : nombre de pompes en parallèle d'où :  $Q = \frac{600}{3} = 200 \text{ m}^3/\text{h}$

$P_{abs} = \frac{9,81 * 200 * 248}{0,801 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 168,74 \text{ Kw}$

**Conclusion :**

Le choix du mode de réglage représente une importance major sur l'exploitation de l'installation des stations de pompage de point de vue technique ou économique. Pour notre projet on opte un réglage par rognage des roues des pompes pour la deuxième et la troisième station tandis que la première station elle pas besoin de réglage vue le point de fonctionnement est proche de point appelé.

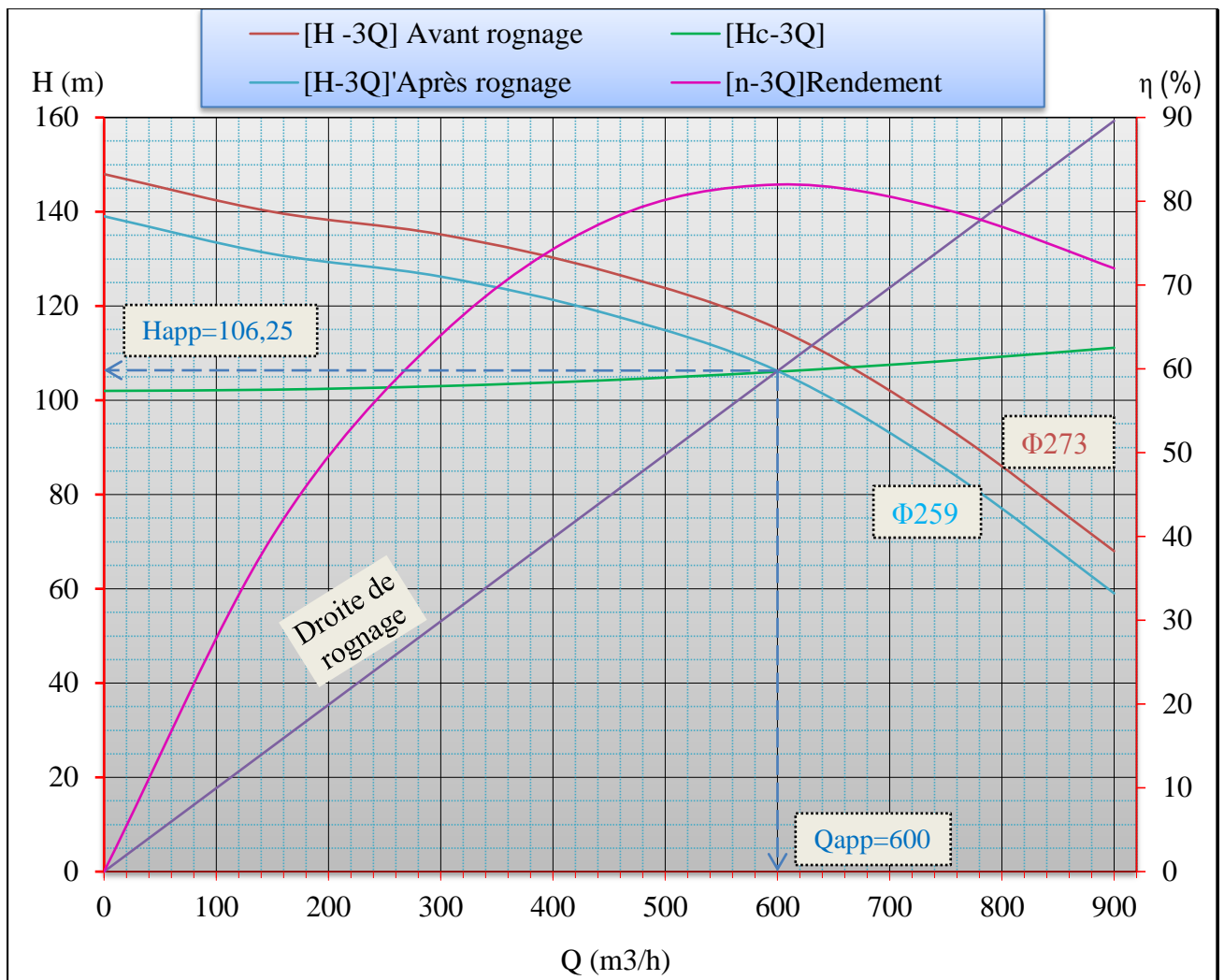


Figure VI-4.a : Modes de réglage des pompes de la station de pompage N°2.

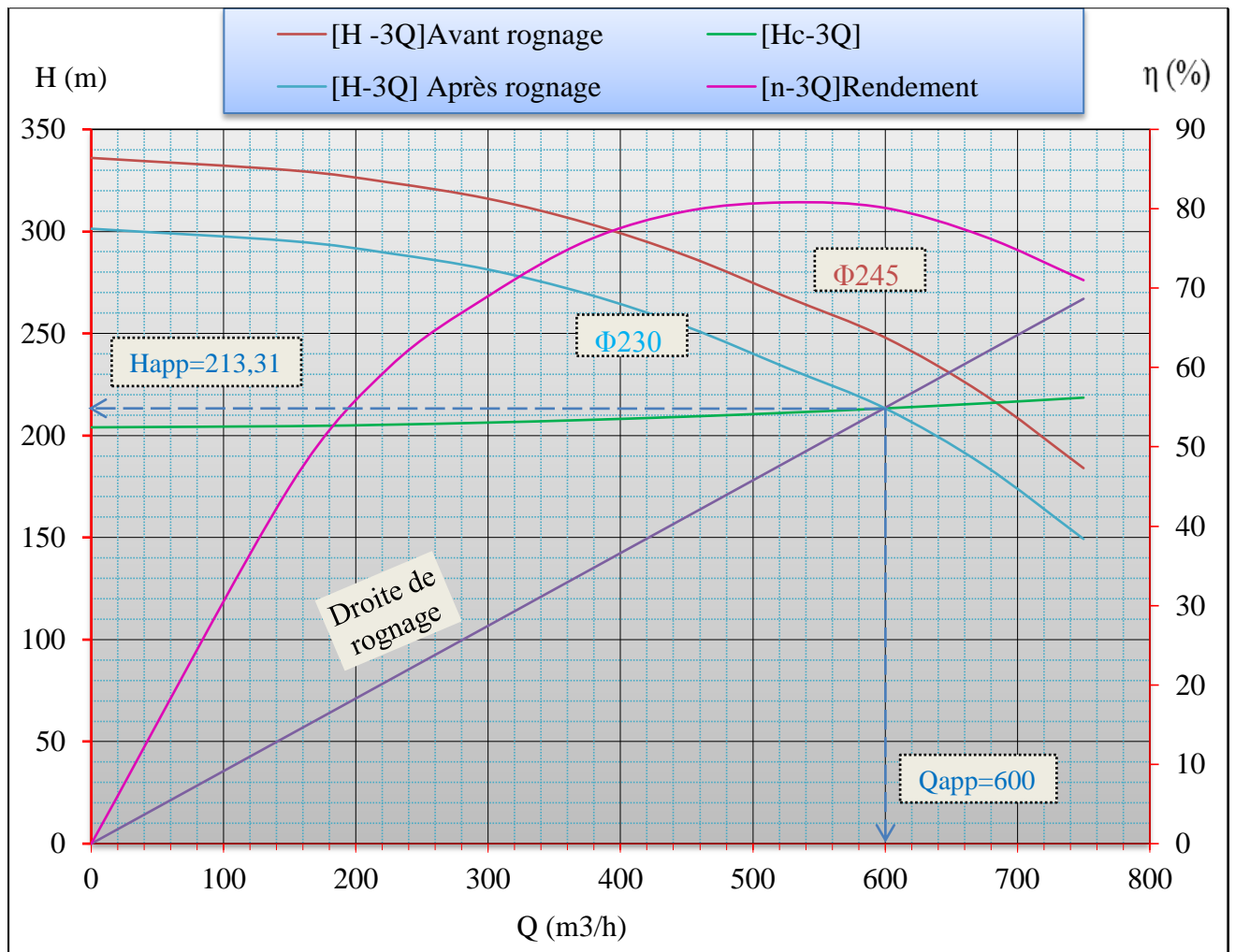


Figure VI-4.b : Modes de réglage de la station de pompage N°3

## VI-8. ÉQUIPEMENTS HYDRAULIQUES EN AMONT ET EN AVAL DE LA POMPE :

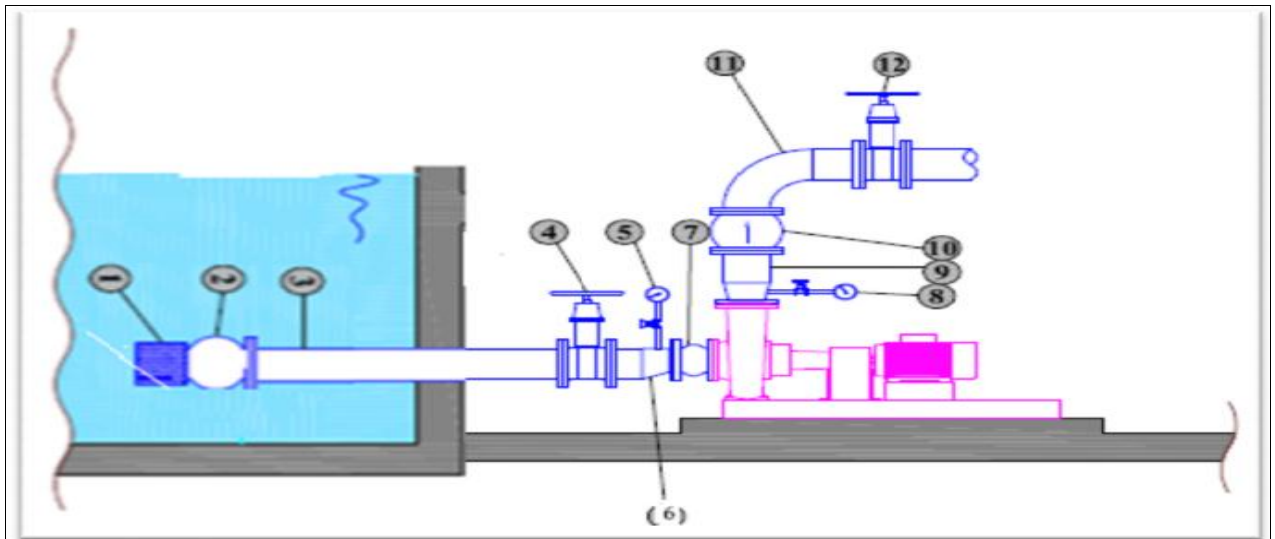
### VI-8-1. Équipements en amont de la pompe :

- conduite d'aspiration : Nombre des collecteurs d'aspiration = nombre des pompes
- joints : joints à emboîtement, joint de démontage et joints à manchon filetés, pour le raccordement entre les appareils, clapet, vanne, pompe...
- Convergent d'aspiration : favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'éviter toute formation de poche d'air.
- Vanne papillon : Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien.
- Les ventouses : Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite.

### VI-8-2. Équipements en aval de la pompe :

- divergent : sert à ralentir la vitesse de l'eau la sortie de la pompe et la maintenir dans une plage admissible
- clapet de non-retour : empêche l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe.
- Joint de démontage :

- Vanne de régulation : Elle est munie d'un capteur qui indique le pourcentage d'ouverture de la vanne.
- Vanne papillon : Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien.
- Conduit de refoulement
- Le by-pass : Un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression  $H_a$  existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.



**Légende :** 1-Crépine, 2-Clapet de pied, 3-Conduite d'aspiration, 4-Vanne d'isolement, 5-Vacuomètre, 6-Convergent, 7-Manchon de dilatation, 8-Manomètre, 9-Divergeant, 10-Clapet non-retour, 11-Conduite de refoulement, 12-Vanne d'isolement.

### VI-9. RISQUE DE CAVITATION DES POMPES :

La cavitation s'apparait dans une pompe lorsque la pression absolue atteint la tension de vapeur, ce qui provoque l'ouverture de poches de cavitation (perturbation de la veine liquide) qui implosent ensuite.

La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences:

- Erosion du matériau pouvant aller jusqu'au perçage des aubes de turbine des pompes centrifuges
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe
- Chute des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement

Il existe une condition à vérifier sur l'installation de la pompe lors de son calage afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition est :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d \quad \text{telle que} \quad (NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{VI-13})$$

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

NPSH : représente l'écart entre la pression totale absolue à l'entrée de la pompe ( $P_{t1} = P_1 + \rho V_1^2/2$ ) et la tension de vapeur  $P_v$ :  $NPSH = (P_{t1} - P_v)/(\rho g)$ . On distingue :

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

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

Pour le calage d'une pompe on doit déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration (en charge ou en aspiration) afin assure le bon fonctionnement de pompage sans le moindre risque de cavitation.

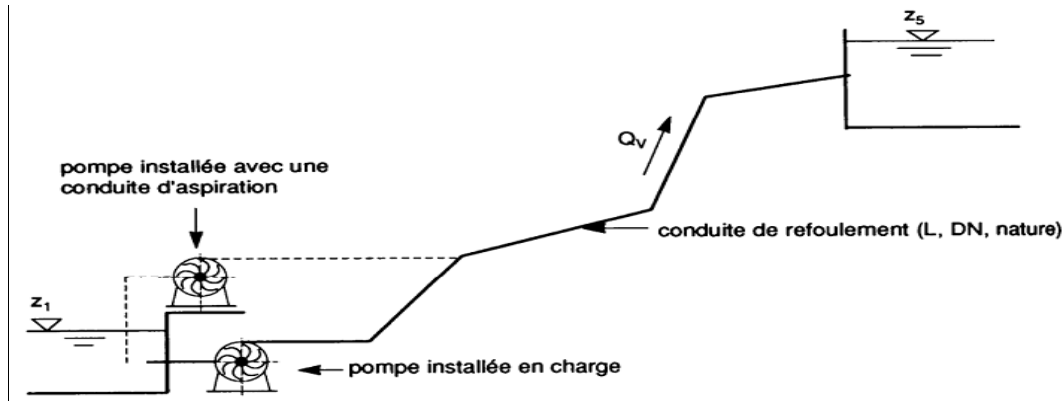


Figure VI-6 : Exemples d'installations (en charge, en aspiration).

Niveau de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad \text{Installation en charge} \quad (VI-14)$$

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad \text{Installation en aspiration} \quad (VI-15)$$

Avec :  $\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (VI-16)$$

$C_p$  : 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 :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad \text{Installation en charge} \quad (VI-17)$$

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad \text{Installation en aspiration} \quad (VI-18)$$

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

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (VI-19)$$

Telle que :  $H$  : altitude de la station.

$T_v$  : La tension de vapeur d'eau, sera fixée à une température de 20°C pour notre cas(0,24).

$\Delta h_{asp}$  : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (VI-20)$$

$\Delta h_{asp}^{lin}$  : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule V-17 (chapitre V).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (VI-21)$$

Avec :  $L_r$  : longueur du collecteur d'aspiration,  $L_r = 20$  m ;

$l_r$  : longueur de la conduite d'aspiration,  $l_r = 1,5$  m ;

$Q_a$  : débit refoulé par une seule pompe (m<sup>3</sup>/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (VI-22)$$

Telle que :  $n$  : nombre de pompes en parallèles.

$D_c$  : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (VI-23)$$

Avec :  $V_c$  : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s). On prend:  $V_c = 1,5$  m/s.

$D_a$  : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (VI-24)$$

Avec :  $DN1$  : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

Les résultats trouvés des calculs pour les trois stations de pompage sont résumé dans le tableau suivant :

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

paramètres	Pat (m)	Da (mm)	Va (m/s)	Dc (mm)	Vc (m/s)	$\Delta h_{asp}$ (m)	NPSHr (m)	$h_{asp}^{adm}$ (m)	$\nabla_{min}$ (mNGA)	$\nabla_{axe}$ (mNGA)
SP1	10,32	350	2,41	750	1,57	0,11	10,8	1,34	7,11	5,97
SP2	10,3	250	1,13	400	1,33	0,14	2,35	7,17	18	24,87
SP3	16,16	200	1,77	400	1,33	0,165	4,5	4,77	120,67	125,44



**Remarque :** L'installation de la première station est en charge, par contre n'est plus possible à réaliser pour la deuxième et la troisième station donc on change le type vers une installation en aspiration :

**VI-10. CHOIX DES MOTEURS D'ENTRAÎNEMENT [10]:**

On choisit les moteurs à partir du catalogue du constructeur « Leroy et Somer », des moteurs asynchrones triphasés selon la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation déterminés comme suit :

➤ **Vitesse de rotation du moteur :**

La vitesse de rotation du moteur est donnée par la formule :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/min} \tag{VI-25}$$

Où:  $N_p$  ;  $N_m$  : vitesse de rotation du moteur et de la pompe (tr/mn) ;

➤ **Puissance fournie par le moteur :**

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

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * Hmt * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \tag{VI-26}$$

Où :  $P_m$  : puissance du moteur (watt) ;

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

$Q_{app}$  : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

$\eta_p$  ;  $\eta_{acc}$  ;  $\eta_m$  : rendement de la pompe, de l'accouplement «  $\eta_{acc} = 93\%$  », et du moteur «  $\eta_m = (92-95)\%$  ». On prend :  $\eta_m = 92\%$ .

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

Tableau VI-4: Coefficient de correction en fonction de la puissance.

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

**VI-10-1. Puissance et vitesse de rotation des moteurs :**

La puissance et la vitesse de rotation des moteurs pour les différentes stations sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 : Récapitulatif des calculs de la puissance et vitesse de rotation des moteurs :

N°	$\eta_{(après.réglage)}$ (%)	Hmt (m)	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$P_{abs(Pompe)}$ (Kw)	K	$P_m$ (Kw)	$N_m$ (tr/m)
SP1	76,5	189,87	$231,48 * 10^{-3}$	560	1,05	669,33	$2900 \pm 200$
SP2	82	106,25	$55,55 * 10^{-3}$	70,62	1,15	94,91	$1750 \pm 200$
SP3	80,1	213,31	$55,55 * 10^{-3}$	145,14	1,08	178,09	$2900 \pm 200$

**VI-10-2. Type et caractéristiques des moteurs :**

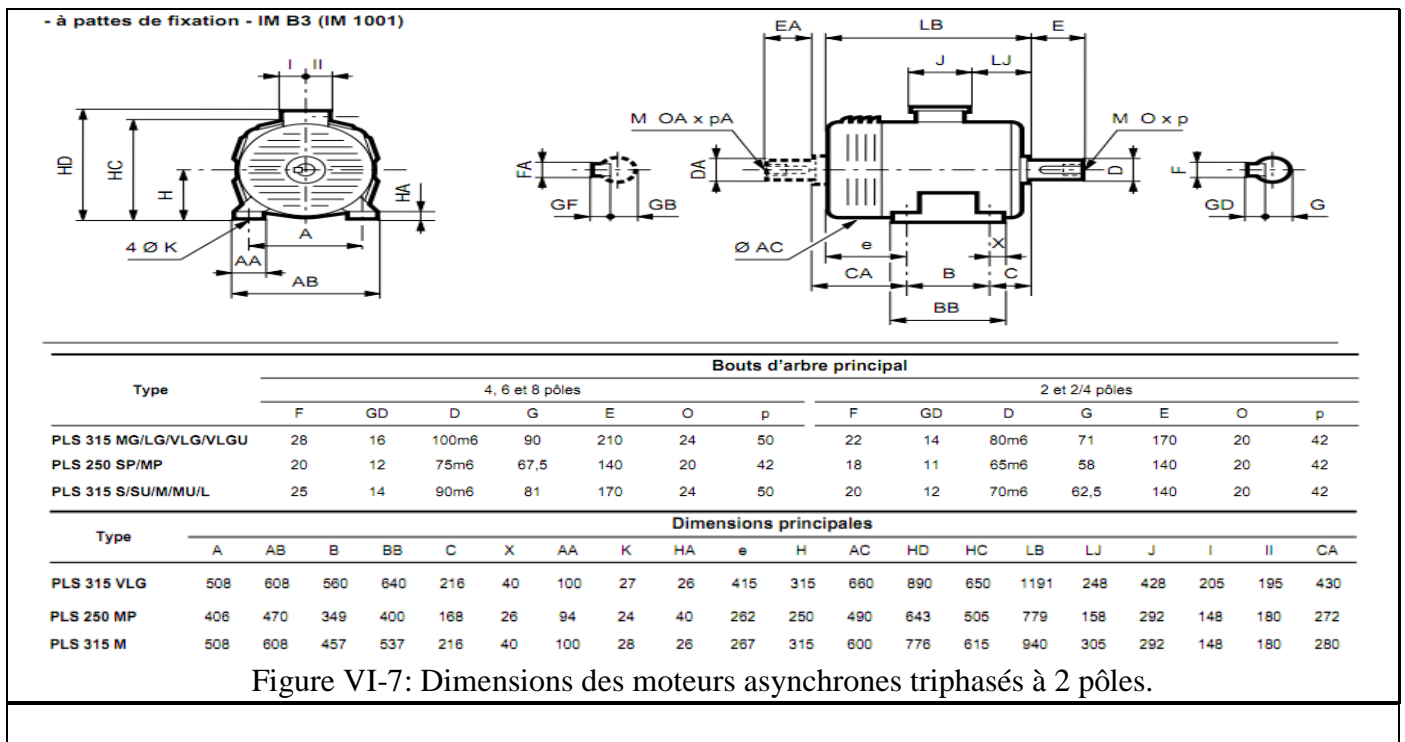
Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire le type des moteurs et ses caractéristiques à partir de la grille de sélection des moteurs asynchrones triphasés LEROY SOMER type PLS (Figure VI-8).

Les caractéristiques des moteurs électriques sont notées dans les tableaux suivant.

Tableau VI-6 : Type et caractéristiques des moteurs des stations de pompage :

N° : SP	Moteur	f (Hz)	P <sub>m</sub> (KW)	N <sub>m</sub> (tr/min)	η <sub>m</sub> (%)	Cos φ	Masse (Kg)
SP1	PLS 315 VLG	60	710	3570	95,5	0,87	1200
SP2	PLS 250 MP	50	110	2956	94,1	0,89	350
SP3	PLS 315 M	50	200	2970	95,1	0,91	705

Les dimensions des moteurs sont indiquées ci-après :



## Moteurs asynchrones triphasés ouverts PLS Caractéristiques électriques

### E1 - Grilles de sélection

Type	RÉSEAU 380 V 50 Hz					RÉSEAU 415 V 50 Hz					RÉSEAU 460 V 60 Hz Utilisable de 440V à 480V				
	*Puissance nominale à 50 Hz	Vitesse nominale	Intensité nominale	**Facteur de puissance	*** Rendement	Vitesse nominale	Intensité nominale	**Facteur de puissance	*** Rendement	*Puissance nominale à 60 Hz	Vitesse nominale	Intensité nominale	**Facteur de puissance	*** Rendement	
	$P_N$ kW	$N_N$ min <sup>-1</sup>	$I_N$ A	$\cos \varphi$	$\eta$	$N_N$ min <sup>-1</sup>	$I_N$ A	$\cos \varphi$	$\eta$	$P_N$ kW	$N_N$ min <sup>-1</sup>	$I_N$ A	$\cos \varphi$	$\eta$	
PLS 160 M	11	2875	23,1	0,84	86	2880	21,7	0,82	86	13,2	3475	23,2	0,83	86	
PLS 160 M	15	2855	31,5	0,85	85	2865	29,2	0,84	85	18	3470	31,3	0,85	85	
PLS 160 L	18,5	2926	35,7	0,88	89,4	2940	35,1	0,82	89,4	21	3532	33,7	0,87	90	
PLS 160 L	22	2928	42,7	0,87	89,9	2942	42	0,81	89,9	25	3534	40,3	0,86	90,6	
PLS 180 M	30	2928	57,6	0,88	90	2942	57,3	0,81	90	34	3532	54,2	0,87	90,5	
PLS 180 L	37	2930	68,6	0,9	91	2945	67,1	0,84	91,3	42	3540	66,3	0,87	91,4	
PLS 200 M	45	2940	83,5	0,89	92	2950	83,1	0,82	91,9	52	3550	83,5	0,85	92	
PLS 200 LP	55	2940	98,7	0,91	93	2955	98,7	0,85	93,1	63	3550	96,5	0,88	93,1	
PLS 225 MR	75	2945	136	0,9	93	2945	136	0,83	92,7	86	3545	134	0,87	92,9	
PLS 250 SP	90	2956	166	0,88	93,7	2964	163	0,82	93,9	103	3560	160	0,86	93,9	
PLS 250 MP	110	2956	200	0,89	94,1	2964	198	0,82	94,3	126	3560	193	0,87	94,3	
PLS 280 MC	132	2952	238	0,89	94,5	2964	228	0,85	94,6	152	3554	226	0,89	94,8	
PLS 315 S	160	2970	284	0,9	95	2976	276	0,85	95	184	3572	273	0,89	94,9	
PLS 315 M	200	2970	351	0,91	95,1	2976	336	0,87	95,2	230	3572	337	0,9	95,2	
PLS 315 L	250	2970	434	0,92	95,2	2976	415	0,88	95,3	288	3572	417	0,91	95,3	
PLS 315 LD	280	2968	486	0,92	95,2	2974	454	0,9	95,4	322	3570	461	0,92	95,3	
PLS 315 MG	280	2960	526	0,855	94,5	2965	497	0,83	94,5	320*	3560	499	0,85	94,7	
PLS 315 LD	315	2968	551	0,91	95,4	2974	521	0,88	95,5	360	3570	520	0,91	95,5	
PLS 315 MG	315	2960	585	0,865	94,5	2965	552	0,84	94,5	360*	3560	555	0,86	94,7	
PLS 315 LG	355	2960	649	0,875	95	2965	612	0,85	95	410*	3565	623	0,87	95	
PLS 315 LG	400	2960	727	0,875	95,5	2965	686	0,85	95,5	460*	3565	695	0,87	95,5	
PLS 315 VLG	450	2970	818	0,875	95,5	2975	771	0,85	95,5	515*	3570	778	0,87	95,5	
PLS 355 LA	500	2975	904	0,875	96	2980	884	0,85	96	Sur demande					
PLS 355 LB	710	2975	1256	0,89	96,5	2980	1190	0,86	96,5	Sur demande					

Figure VI-8: Grille de sélection des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles

### **VI-11. BATIMENTS DES STATIONS :**

On s'intéresse pour les trois parties suivantes :

1. Choix du bâtiment : On distingue plusieurs types de bâtiments 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 leur disponibilité ;
  - Conditions climatiques de la région ;
  - L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
  - Fondation et stabilité du terrain.
2. partie souterraine : cette partie doit être conçue afin de supporter toutes les contraintes qu'elle va subir.
3. partie supérieur (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, toilette, salle de stockage, salle de commande où on trouve les armoires électriques).

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

### **CONCLUSION :**

Dans ce chapitre nous avons dimensionné les stations de pompage de l'adduction, en effet on a choisi les pompes du type KSB Multi-tec avec nombre adéquate pour satisfaire le débit et la hauteur demandé. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés du marque LEROY SOMER, on a pu aussi d'assurer le bon calage de ces pompes afin d'éviter les effets néfastes de la cavitation et en fin l'élaboration des plans des stations de pompage avec les dimensions requises

## **CHAPITRE VII**

### **Pose et protection des canalisations**

### INTRODUCTION :

La pérennité et le bon fonctionnement d'un réseau d'adduction ou de distribution d'eau potable reposent à la fois sur une bonne mise en place des conduites et leurs équipements accessoires, ainsi qu'une meilleure protection contre d'éventuelles causes de destruction, à titre exemple la corrosion et les phénomènes transitoire.

### VII-1. ÉQUIPEMENTS RELATIF A LA CONDUITE [2] :

- a. **Venteuse:** Des ventouses à triple fonction à placer sur les conduites, au niveau des points hauts de leur tracé ainsi qu'immédiatement à l'aval des vannes de sectionnement. Elles seront logées dans un regard visitable.
- b. **Robinet vanne:** On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon.
- c. **Regards :** Des regards de vidange sont placés sur les conduites, au niveau des points bas du tracé ainsi qu'immédiatement à l'amont des vannes de sectionnement. Ainsi des regards contenant une vanne de sectionnement, au droit des franchissements spéciaux (ponts, routes, gazoducs).
- d. **Clapets de retenue:** Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide dans certaines conditions. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).
- e. **Limiteurs du débit :** Insérés au départ de piquages réalisés sur des canalisations d'adduction. Ils limitent le débit à une valeur donnée quelle que soit la pression dans la conduite. Uniquement "hydrauliques", ces appareils sont autonomes et fonctionnent sans apport d'énergie électrique.
- f. **Réducteur-stabilisateur de pression aval :** Ces appareils fonctionnent sur le principe de pilotes à ressort taré permettant les réglages par gammes de pression. Il est recommandé de le placer entre deux robinets-vannes et d'installer un by-pass, permet de mettre l'appareil hors circuit, soit pour une réparation éventuelle, soit en cas d'incendie, pour maintenir une haute pression dans le réseau.
- g. **Dispositifs anti-bélier :** Différents moyens utilisés pour la protection des installations contre le coup de bélier (Cheminée d'équilibre, volant d'inertie, soupape de décharge, Et réservoirs d'air).
- h. **Joints de démontage :** Ces joints devront permettre le démontage et le montage de l'ensemble des vannes et autres appareillages implantés sur les tuyauteries, ce type de joint sera dimensionné en fonction du diamètre des tuyauteries et de la pression maximale de service.
- i. **Joints d'étanchéité :** Les joints d'étanchéité seront montés entre brides et seront du type plat adapté en fonction des caractéristiques de celles-ci. Les joints seront réalisés soit en caoutchouc toilé, soit en caoutchouc synthétique. Ils devront assurer l'étanchéité pour la pression maximale admissible (PMA).
- j. **Boulonnerie :** L'ensemble de la boulonnerie d'assemblage constitué par des vis, goujons, tirants filetés, écrous et rondelles. Elles devront résister à la pression maximale admissible (PMA).
- k. **Butée et amarrages des conduites:** Sous l'effet de la pression dans les conduites, lorsque le tracé n'est plus rectiligne. Les points ne sont pas en sécurité pouvaient être stabilisés de deux manières : en déchargeant la force centrifuge sur une butée en béton dont la masse empêcherait le déplacement des tuyau et le déboîtement des joints automatiques avec des ceintures en fers amarrèrent solidement la conduite sur ces butées, en prévoyant des joints mécaniques fixés par boulons, entre un tuyau et l'autre, sur une longueur de conduites suffisante pour absorber la force centrifuge par l'action de frottement entre la surface latérale des tuyaux et le matériau d'enrobement.

1. Un système de commande ou de télégestion du réseau sera mise en place a pour objectif la supervision, contrôle et la gestion du système d'adduction d'eau assurant le transfert. Il pourra aussi intégrer au futur, quelques éléments des ouvrages existants (station de pompage, réservoirs, forages,..)





 <p>Ventouse à trois fonctions à grand débit d'air équipée d'un robinet d'arrêt intégré. Permet :</p> <ul style="list-style-type: none"><li>• l'évacuation d'air à grand débit pendant le remplissage de la canalisation</li><li>• le dégazage pendant le fonctionnement normal</li><li>• l'admission d'air à grand débit lors de la vidange</li></ul>	 <p>Robinet de sectionnement permettant le réglage de débit grâce aux pertes de charges variables en fonction de l'ouverture du papillon.</p> <ul style="list-style-type: none"><li>• Sens de fermeture FSH (sens horaire)</li><li>• Utilisation en chambre</li><li>• Livré avec moteur AUMA en standard</li></ul>
 <p>Joints de démontage auto-buté permettent l'installation et le démontage d'un appareil à bride entre deux éléments fixes de canalisation.</p>	 <p>Clapet anti-retour à papillon</p>

Figure VII-1: Exemples d'accessoires relatif à la conduite (Documents SAINT-GOBAIN)

## VII-2. POSE DE CANALISATION :

Plusieurs variantes de pose de conduites qui dépend du tracé d'adduction. Dans la plupart des cas rencontrés, les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, au-dessus du sol, sur des ouvrages d'art, au-dessous du lit d'une rivière ou dans un sol marin.

### VII-2-1. Profils types d'excavation :

Sur la base des reconnaissances visuelles effectuées le long du tracé retenu, (05) sept profils types de tranchées d'excavation sont proposées. Il s'agit de :

- Tranchée type 1 : Pour les sols cohérents en présence de nappe d'eau ;
- Tranchée type 2 : Pour les sols peu ou pas cohésifs en présence de nappe d'eau ;
- Tranchée type 3 : Pour les sols peu ou pas cohésifs hors nappe ;
- Tranchée type 4 : Pour les terrains rocheux instables et meubles ;
- Tranchée type 5 : Pour les traversées d'oued avec étayage.

La hauteur de couverture minimale a été admise égale à 80 à 1m selon les cas rencontrés, valable pour toute la gamme des tuyaux du projet, qu'elle tient compte de l'incidence d'une charge roulante, et un lit de 10 centimètres d'épaisseur de terre franche (terre extraite de la fouille, exempte de pierres et de matériaux étrangers) damée sera mis en place en fond de tranchée.

### VII-2-2. Etapes de mise en place des canalisations :

- a. Réalisation des fouilles :** La fouille est caractérisée par :
  - **Largeur de la tranchée :** Elle est en fonction du diamètre de la conduite, avec un espacement de chaque côté de celle-ci.
  - **La profondeur de la tranchée :** Cette distance varie de 0.8 à 1.20 m.
  - **Lit de pose :** La conduite doit être disposée sur un lit de pose de 10cm à 20cm d'épaisseur. Constitué selon la nature du sol par :
    - Gravier, dans un terrain ordinaire.
    - Pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux.
    - Par un lit béton maigre dans les parties rocheuses à grande pente.
- b. Préparation de la canalisation :** Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subis des chocs pour faciliter le nivellement. La réalisation des joints se fera au-dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.
- c. Epreuve d'étanchéité des joints et des canalisations:** Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux.
- d. Remblaiement de la tranchée :** Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :
  - **L'enrobage :** L'enrobage des conduites comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection. Il est réalisé en tenant compte notamment des caractéristiques des tuyaux, des risques d'ovalisation et en mettant en place des matériaux de nature appropriée qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles expurgés de tous matériaux susceptibles.
  - **Le remblai supérieur :** Il est exécuté après les épreuves en pression.



### **VII-3. PROTECTION DES CANALISATIONS CONTRE LA CORROSION [4]:**

La corrosion est un phénomène due aux réactions chimiques provoque la dégradation de surface intérieur ou extérieur d'une conduite métallique, sous l'action du milieu ambiant, si celle-ci est exposée sans protection à une atmosphère humide. Tandis que notre cas les canalisations est en fonte ductile présente une grande résistance à la corrosion, toutefois nous citerons quelques types de corrosion et leurs remèdes.

- **Contraintes chimiques :**

Les revêtements, ont également pour but de limiter les phénomènes de corrosion induits par la qualité de certaines eaux véhiculées (PH acide, faible pouvoir tampon...). Cette optimisation chimique évite certains dépôts sanitaires indésirables ainsi que la formation de couche interne rugueuse. Les obstructions à base de tartre (en général calcite) et celles à base de fer sont les plus fréquentes et les plus rencontrés. La structure en contact avec l'eau ne doit pas altérer les qualités organoleptiques de celle-ci, et encore moins reléguer des substances indésirables voire toxiques. A l'extérieur la nature des terrains et en particulier leur humidité et agressivité, sont des facteurs de corrosion, pour cela on prévoit un revêtement en polyéthylène.

- **Contraintes biologiques :**

La nature de la couche interne ne doit pas faciliter les développements ou reviviscences de micro-organismes susceptibles d'être pathogènes.

➤ **Protection cathodique :**

La corrosion extérieure des conduites métalliques enterrées est généralement la conséquence d'un processus électrochimique, le sol jouant le rôle d'un électrolyte, particulièrement quand il est humide, on peut distinguer l'auto-corrosion (corrosions spontanées) et la corrosion électrolytique (Courants vagabonds).

Donc on doit protéger les conduites par l'un des deux procédés suivants qui peuvent d'ailleurs être employées simultanément

- Isolement du métal de l'électrolyte par emploi d'un revêtement isolant efficace.
- Protection cathodique de la conduite : elle consiste à rendre le métal constituant cette dernière massif ou autrement dit cathodique par rapport à une anode naturelle (rail électrifié, par exemple). Pour protéger une conduite, il suffit de la transformer en zone d'entrée de courant puisque la corrosion n'existe qu'aux emplacements où le courant quitte la conduite.

### **VII-4. PROTECTION DE L'ADDUCTION CONTRE LE PHENOMENE TRANSITOIRE:**

- **Pressions maximale de service (PMS) :** Pression la plus élevée existant à l'intérieure d'une canalisation sous un régime hydraulique de fonctionnement permanent.

Lors de la conception de l'adduction, la contrainte principale est de respecter une pression maximale admissible (PMA), inférieure ou égale à 25 bars au point le plus bas, la pression maximale de fonctionnement (PMF) a été limitée également à 25 bars pour des raisons de sécurité liées à la résistance des tuyaux et l'altération des accessoires hydrauliques (vannes, ventouses, débitmètre,...).

- **Le coup de bélier** : Est un phénomène oscillatoire de la pression (entre surpressions et dépressions) dont les causes sont les suivantes :
  - La fermeture instantanée d'une vanne située au bout d'une conduite d'adduction
  - L'arrêt brutal d'une pompe alimentant une conduite de refoulement.

Le coup de bélier peut atteindre plusieurs fois la pression de service de la conduite et il est susceptible d'entraîner la rupture du tuyau. Il faut alors limiter ses effets, pour des soucis d'économie et de sécurité.

Une onde prend alors naissance dans la conduite, se propageant avec la célérité du son « c », dont la valeur dépend de la compressibilité de l'eau et de l'élasticité du tuyau. ALLIEVI donne, pour la vitesse « c » de l'onde, la valeur suivante (en m/s):

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{VII-1})$$

Avec : D : le diamètre de la conduite (mm) ;

e : l'épaisseur du tuyau en mm (voir annexe VII-1) ;

K = 1 pour la fonte.

### VII-4-1. Analyse physique du phénomène du coup de bélier [3]:

Quand un milieu matériel est affecté localement par variations de pression d'origine quelconque, la perturbation qui en résulte se propage dans toutes les directions. Cette vitesse de propagation n'est pas infinie, mais si les variations sont lentes on peut admettre qu'elles se distribuent immédiatement dans tout le milieu (fonctionnement d'un réseau d'adduction d'eau sous pression avec un démarrage lent d'une pompe). Si au contraire les variations de pression sont rapides, la répartition de la pression dans le milieu ne peut pas être considérée comme instantanée (démarrage instantané d'une pompe).

Les ondes élastiques se propagent sans modification dans un milieu isotrope infini, mais sont susceptibles de réflexion et de réfraction quand elles rencontrent une surface séparant deux milieux différents. Deux cas sont à envisager :

- Quand une onde plane se propageant dans un fluide, rencontre normalement une surface rigide, elle se réfléchit sans changer de signe : donc une onde de compression se réfléchit en une onde de compression.
- Quand une onde plane se propageant dans un fluide, rencontre normalement une surface ou la pression reste constante (surface libre d'un liquide), il y a réflexion avec changement de signe : donc une onde de compression donne naissance à une onde de dépression.

### Exemples :

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

Prenons le cas d'une pompe, refoulant un débit donné dans une conduite de longueur  $L$ , qui se trouve brusquement arrêtée. Quatre phases peuvent alors être envisagées:

**1re phase :** Par suite de son inertie, la colonne d'eau va poursuivre son chemin ascendant, mais n'alimente plus, il va en résulter une dépression (Chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre). L'onde met un temps égal à " $L/C$ " au bout duquel la conduite est en dépression sur toute sa longueur et l'eau est immobile.

**2e phase :** Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche en partant du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et, au bout d'un nouveau temps  $L/a$  (soit  $2L/C$  à partir du début du phénomène), toute l'eau est descendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe.

**3e phase :** A cause de cet arrêt, l'eau en contact avec le clapet se trouve comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches d'eau vont subir le même sort, et l'onde de pression gagne toute la canalisation, jusqu'au réservoir, de proche en proche. Au bout d'un nouveau temps  $L/C$  (soit  $3L/C$  à partir du début du phénomène) toute la conduite sera dilatée avec une eau sur-pressée et immobile.

**4e phase :** Grâce à l'élasticité de la conduite, agissant comme un ressort, celle-ci reprend son diamètre initial, de proche en proche en partant du réservoir. Au bout d'un nouveau temps  $L/C$  (soit  $4L/C$  à partir du début du phénomène) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc de " $T = 4L/C$ ". Le phénomène est amorti par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

#### 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  $V_0$ . L'onde arrive au niveau de la vanne et on retrouve la configuration initiale.

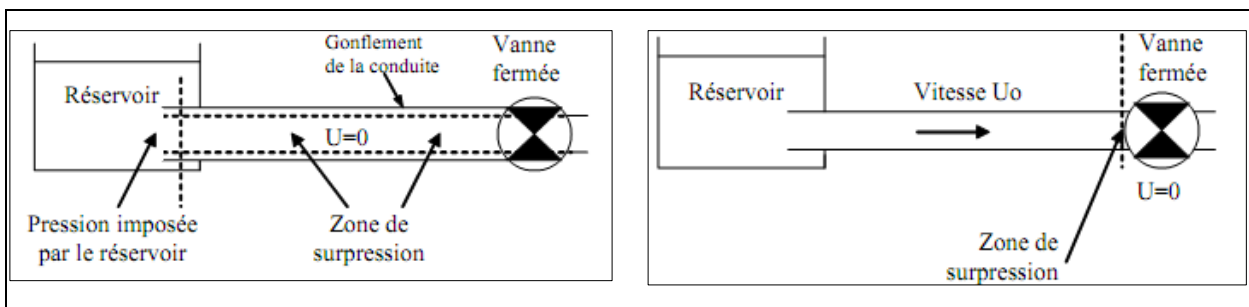


Figure VII-2: Etats d'une conduite gravitaire (Cas de fermeture brusque d'une vanne)

### Conclusion :

Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, le phénomène du coup de bélier est donc caractérisé, tout d'abord, par une dépression, puis par une surpression. Dans le cas d'une fermeture rapide d'une vanne est exactement le même sauf qu'il commence par une surpression puis une dépression (phases 3eme, 4eme ensuite 1ere et 2eme).

### VII-5-2. Valeur numérique du coup de bélier [4]:

Supposons que la vitesse moyenne dans la conduite (de longueur  $L$ ) avant la fermeture d'une vanne (ou l'arrêt d'une pompe) est  $V_0$ . La valeur du coup de bélier dépend du type de fermeture:

- Cas d'une fermeture brusque: Si le temps de fermeture est inférieur à  $2L/C$ . La valeur maximale du coup de bélier peut atteindre :

$$B = \pm \frac{c * V_0}{g} \quad (\text{VII-2})$$

- Cas d'une fermeture lente: Si le temps de fermeture  $T_f$  est supérieur à  $2L/C$ . La valeur maximale du coup de bélier peut atteindre

$$B = \pm \frac{2 * L * V_0}{g * T_f} \quad (\text{VII-3})$$

Notons que cette valeur maximale est retrouvée dans une zone proche de la vanne, dans le cas d'une conduite d'adduction gravitaire, ou proche de la pompe, dans le cas d'une conduite d'adduction en refoulement.

Ceci montre donc que le coup de bélier est proportionnel à la vitesse de l'eau dans la conduite avant la fermeture  $V_0$  et à la longueur de la conduite  $L$ . D'autre part, le coup de bélier diminue lorsque le temps de fermeture augmente. D'où l'intérêt, pour les conduites d'adduction, d'adopter des robinets à fermeture lente: des robinets-vannes à course longue. Si on tient aussi compte de la pression  $H_0$  dans la conduite avant la fermeture, la pression maximale et minimale dans la conduite, suite à l'apparition du coup de bélier, seront alors (en mètres d'eau) :

La surpression en cas d'une fermeture brusque :

$$H_0 + B \quad d'où \quad H_0 \pm \frac{c * V_0}{g} \quad (\text{VII-4-a})$$

La surpression en cas d'une fermeture lente :

$$H_0 + B \quad d'où \quad H_0 \pm \frac{2 * L * V_0}{g * T_f} \quad (\text{VII-4-b})$$

### VII-4-3. Conséquences du coup de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être tragiques, si on ne prévoit pas une protection. Ce peut provoquer des dommages à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par une fausse manœuvre.

- a. **Cas de la surpression (forte pression) :** C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe.
- b. **Cas de dépression (pression négative) :** C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut causer la détérioration de la couche d'enduit intérieur de la canalisation.
- c. **Fatigue de la canalisation :** En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

### VII-5. MOYEN DE PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER:

Pour le cas d'une conduite d'adduction gravitaire, le meilleur moyen de protection contre les coups de bélier est l'utilisation d'un robinet-vanne à course longue qui sera manœuvré lentement. Toutefois, pour les grandes conduites, on peut aussi utiliser un anti-bélier, pour plus de sécurité.

Le cas d'une conduite de refoulement est plus grave, puisque l'arrêt de la pompe peut survenir brutalement (coupure ou disjonction du courant alimentant le moteur). Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier. On cherche alors à les limiter à une valeur compatible avec la

résistance de la conduite : limitation de la surpression et/ou de la dépression. On utilise pour cela un appareil appelé anti-bélier.

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants :

- les volants d'inertie, pour la limitation des dépressions;
- les soupapes de décharge, pour la limitation des surpressions;
- les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, pour la limitation, à la fois, des surpressions et des dépressions.

### **VII-5-1. Les volants d'inertie:**

Le volant d'inertie est un disque, de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie. Calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de l'arrêt du moteur. Il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement.

### **VII-5-2. Les soupapes de décharge:**

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression. Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduite dépasse de 5 % la pression maximale de fonctionnement normal.

### **VII-5-3-Les réservoirs d'air:**

C'est un réservoir placé sur la conduite et contenant de l'eau et de l'air sous pression. La pression dans l'air, en marche normale, équilibre la pression dans la conduite. En cas de coup de bélier, ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite de la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air). Ainsi, il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression.

### **VII-5-4.Les cheminées d'équilibre:**

A la place d'un réservoir d'air sous pression, on peut utiliser un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera donc le même rôle que le réservoir d'air. Elles sont très rarement utilisées, puisque leur hauteur devrait être énorme. Par contre, elles peuvent trouver leur emploi sur le tracé de la conduite si celle-ci comporte des points hauts.

### **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.

### **VII-6. CALCULS DE COUP DE BELIER (CAS DES CONDUITES GRAVITAIRE) :**

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite. Pour faire l'étude du coup de bélier de la partie gravitaire on suppose que les piquages n'existent pas, c'est-à-dire que le débit

est constant dans toute la conduite qui relie entre le réservoir tampon au réservoir d'équilibre à l'Ouest et de Thouabet à l'Est.

Les conduites gravitaire sont télescopique (divers diamètres), donc la vitesse d'écoulement est variable c'est pour cette raison on calcule le diamètre équivalent de cette conduite. D'après la règle de « DEPUIT »

$$L_T = l_1 \left( \frac{D}{D_1} \right)^5 + l_2 \left( \frac{D}{D_2} \right)^5 \quad (\text{VII-5})$$

Tel que D : diamètre équivalent

### Application :

➤ Couloir Ouest :  $14716 = \left( \frac{754}{0,8^5} + \frac{9424}{0,75^2} + \frac{4542}{0,6^5} \right) D^5 \Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{14716}{10^5}} = 0,681m$

Donc le diamètre équivalent D=0,681m

On calcul la vitesse en régime permanent  $V_0 = Q/S$  tel que  $Q=623,84$  l/s ; et  $S=0,364$  m<sup>2</sup>

Donc  $V_0=1,71$ m/s et  $H_g=185-146=39$ m

➤ Couloir Est :  $18977 = \left( \frac{13190}{0,7^5} + \frac{5623}{0,65^2} + \frac{164}{0,45^5} \right) D^5 \Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{18977}{10^5}} = 0,675m$

Donc le diamètre équivalent D=0,675m

On calcul la vitesse en régime permanent  $V_0 = Q/S$  tel que  $Q=533,56$  l/s ; et  $S=0,357$  m<sup>2</sup>

Donc  $V_0=1,49$ m/s et  $H_g=185-18=167$ m

La célérité sera calculée par la formule VII-1.

On trouve : Couloir Ouest  $c=933,92$ m/s ; Couloir Est :  $c=832,56$ m/s

Calcul de la valeur maximale de surpression :

$$H_s = H_g + B \quad \text{tel que } B = \pm \frac{c * V_0}{g}$$

➤ Couloir Ouest :  $H_s = 39 + (823,02 * 1,71 / 9.81) = 182,46$ m

➤ Couloir Ouest :  $H_s = 167 + (823,91 * 1,49 / 9.81) = 292,14$ m

Les valeurs maximale de la surpression donnée par la formule (VII-4-b) de MICHAUD pour des différents temps de fermeture de la vanne « 60s ; 90s ; 120s ; 300s ; 600s ; 900s » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-1: Temps de fermeture en fonction de surpression maximale

Temps de fermeture $T_f$ (s)	Surpression maximale b+Hg (m)	
	Couloir Ouest	Couloir Est
15	381,12	551,31
30	210,06	359,16
60	124,53	263,08
90	96,02	231,05
120	81,76	215,04
180	67,51	199,03
240	60,38	191,02

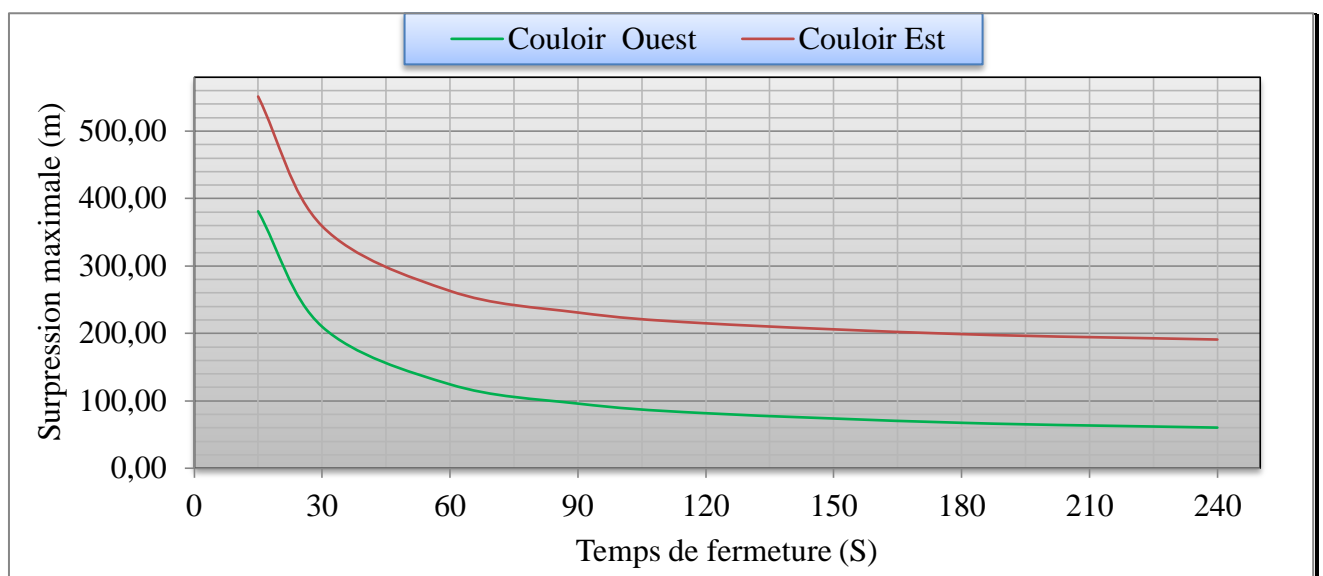


Figure VII-3: Variation de la pression en fonction de temps de fermeture du robinet vanne.

En fonction du temps de fermeture et du temps d'aller-retour de l'onde surpression «  $\theta$  », on tire le nombre de pas «  $m$  » de fermeture du robinet vanne, le nombre du pas de fermeture est donné par la relation suivante :

$$m = \frac{T_f}{\theta} \quad \text{Avec} \quad \theta = \frac{2L}{C}$$

Avec :  $T_f$  : temps de fermeture de la vanne en (seconde).

$\theta$  : temps d'aller-retour de l'onde en (seconde)

$C$  : célérité de l'onde en (m/s)

**Application :**

➤ Couloir Ouest :  $\theta = \frac{2 \times 14720}{933,92} = 31,52s$



➤ Couloir Ouest :  $\theta = \frac{2 \times 18977}{933,56} = 40,70s$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VII-2: Temps de fermeture en fonction du nombre de pas

Temps de fermeture ( $T_f$ )	Nombre de pas (m)	
	Couloir Ouest	Couloir Est
15	0,42	0,37
30	0,84	0,74
60	1,68	1,47
90	2,52	2,21
120	3,35	2,95
180	5,03	4,42
240	6,71	5,90

**Conclusion :**

D’après les résultats qu’on a trouvé on voit que les fermetures en 1/4 et 1/2 minutes du robinet vanne engendrent des surpressions supérieures aux valeurs maximale et pour les fermetures 1, 1.5, 2, 3,4 minutes engendrent des surpressions faibles par rapport aux valeurs maximale de la surpression.

Donc les robinets vanne qu’on doit placer ont les caractéristiques suivantes :

- Un temps de fermeture :  $T_f = 60s$
- Nombre du pas de fermeture du robinet vanne :  $m=2$ .

**VII-7. CALCUL DE COUP BELIER (CAS DES CONDUITES EN REFOULEMENT) :**

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

➤ **Méthode de Vibert :**

La méthode de Vibert donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d’air, important dans le cas de grandes installations.

➤ **Méthode de Bergeron :**

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

**VII-7-1. Méthode de Vibert :**

Pour cette méthode la célérité d'onde est donnée par la formule développée par **SALAH. B** pour les conduites enterrées :

$$c = \frac{(K / \rho)^{1/2}}{\left(1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m (1 - \nu_s)}\right)^{1/2}} \quad \text{(VII-6)}$$

Avec : C: célérité d'onde en (m/s) ;

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07\*10<sup>9</sup> Pascal ;

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m<sup>3</sup> ;

E<sub>m</sub> : module de Young du matériau de la conduite. Pour la fonte E<sub>m</sub> = 1\*10<sup>11</sup> ;

E<sub>s</sub> : module de Young du sol ; E<sub>s</sub> = 2\*10<sup>8</sup> Pascal ;

ν<sub>m</sub> : coefficient de poisson du matériau. Pour la fonte ν<sub>m</sub>=0,3 ;

ν<sub>s</sub> : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν<sub>s</sub>=0.33 ;

e<sub>m</sub> : Epaisseur de la conduite (m) ;

a : rayon intérieur de la conduite (m).

La charge tenant compte du coup de bélier :  $Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$

Avec : V<sub>0</sub>: vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

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

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

On a:  $\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad \text{(voir annexe VII-2)}$

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

Telle que : U<sub>max</sub>: volume du réservoir d'air.

❖ **Application:** on utilise cette méthode pour les deux tronçons SP2-bâche SP3 et SP3-R (la ZHUN)

- **Données de base :** Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VII-3: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP2-bâche SP3	Fonte ductile	450	0,159	1,05	1050	102
SP3-R (la ZHUN)	Fonte ductile	450	0,159	1,05	2300	204

- **Calcul de la célérité d'onde C :** Puisque les données sont identique pour les deux tronçons d'où la célérité d'onde :

$$c = \frac{(2 * 10^9 / 1000)^{1/2}}{\left(1 + \frac{2 * 10^9 * 2 * 0,225 * (1 - 0,3^2)(1 - 0,33)}{(1 - 0,3^2) * 0,225 * 2 * 10^8 + 10^{11} * 0,00855 * (1 - 0,33)}\right)^{1/2}} = 1038,26m / s$$

- **Calcul de la capacité du réservoir d'air :**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau ci-après:  
Tableau VII-4: Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction par refoulement :

N° de station	Z <sub>0</sub> (m)	Z <sub>max</sub> (m)	h <sub>0</sub>	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	Vn (Litre)
SP2-SP3	112	223,13	1,99	0,0562	0,00050	0,00275	0,573	0,459	0,801	1000
SP3-R(la ZHUN)	214	325,13	1,52	0,0562	0,00026	0,0034	0,69	1,243	1,802	2000

### VII-7-2. Méthode de Bergeron :

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées 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 U<sub>0</sub> 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<sub>fn-1</sub> et à la fin d'une vitesse V<sub>fn</sub> < V<sub>fn-1</sub>.

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<sub>f</sub> 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 VII-1.

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  $\frac{a}{g * S}$  au droit de  $V_f$ , sinon les calculs seront recommencés avec une autre valeur de  $V_f$ .

L'augmentation  $\Delta U$  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 :

$$V_{mi} = \frac{V_{fn-1} + V_{fn}}{2} \quad (\text{VII-7})$$

La variation du volume d'air :

$$\Delta U_i = S * V_{mi} * t_{r1} \quad (\text{VII-8})$$

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

Le volume d'air comprimé :

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \quad (\text{VII-9})$$

+  $\Delta U_i$  : lorsque le réservoir d'air se vide.

-  $\Delta U_i$  : 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 :

$$(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4} = Z * U^{1,4} \quad (\text{VII-10})$$

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 :

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4}}{U^{1,4}} \quad (\text{VII-11})$$

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  $\frac{V_1}{V_f}$  est égal au rapport inverse des carrés des diamètres.

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 * d)^2} = K \quad (\text{VII-12})$$

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 :

$$\Delta h_1 = c * \frac{V_1}{2 * g} \quad (\text{VII-13})$$

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  $\frac{V_2}{V_f}$  de l'eau dans la tuyère et dans la conduite est égal au rapport inverse des sections.

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2 * \phi^2}{d^2} = K' \quad (\text{VII-14})$$

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  $(\frac{\pi * d^2}{4})$  et de la tubulure (diamètre D). Il suffit de lire sur le graphique(annexe VII-4) le nouveau coefficient c' et on a :

$$\Delta h_2 = c' * \frac{V_2}{2 * g} \quad (\text{VII-15})$$

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 cherchant, sur la parabole des pertes de charge dans la conduite la valeur  $\delta$  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.

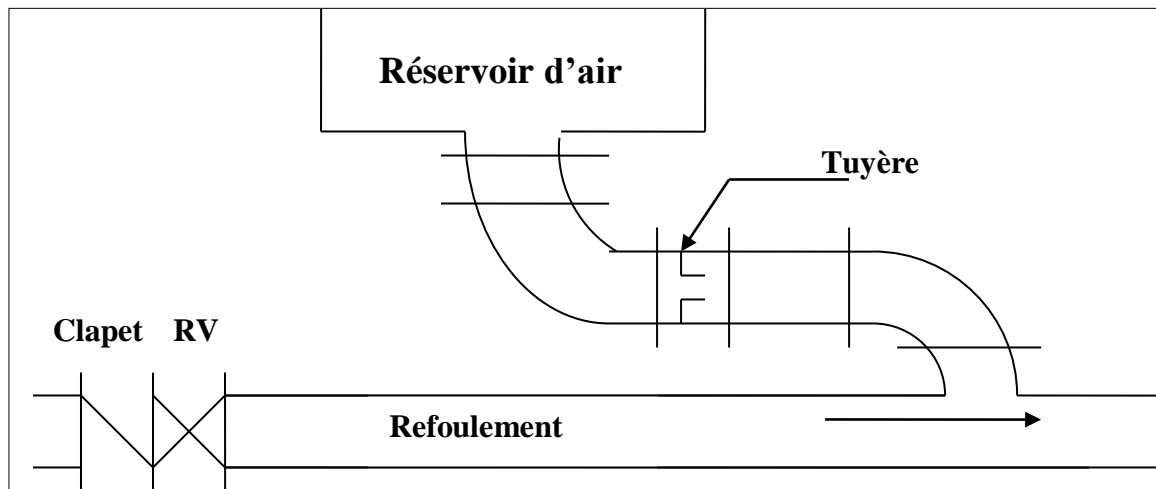


Figure VII-4: Etranglement au moyen d'une tuyère.

❖ **Application :**

➤ **Tronçon : Station de pompage N°1–RT (EL Hmadna) :**

Les données de base de ce tronçon de l'adduction sont :  $Q = 0.694 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $L = 2600 \text{ m}$ ;  $V_0 = 1,1 \text{ m/s}$ ;  $e = 12.6 \text{ mm}$ ;  $D = 900 \text{ mm}$ .

La hauteur géométrique de refoulement de la station de pompage N°1 est la différence entre la côte du niveau minimal de l'eau dans le réservoir de cette station et la côte du radier du réservoir de réservoir tampon.

D'où :  $H_g = 185 - 6 \Rightarrow H_g = 179 \text{ m}$ .

On négligera la distance entre le plan d'eau dans le réservoir d'air et l'axe de refoulement.

La section de la conduite :  $S = 0,636 \text{ m}^2$

Raccordement du réservoir d'air par une tubulure de diamètre 450mm et une tuyère d'un diamètre de 250mm.

➤ **Traçage de l'épure de Bergeron:**

- Calculer la célérité ou la vitesse de l'onde "a". Selon ALLIEVI  $a = 904,77 \text{ m/s}$

D'où  $b = a \cdot V_0 / g = 904,77 \times 1,1 / 9,81 = 101,45 \text{ m}$

- Calcul de la pression dans la conduite :
  - ✓ Surpression =  $H_g + b = H_g + a \cdot V_0 / g = 179 + 101,45 = 280,45 \text{ m}$
  - ✓ Dépression =  $H_g - b = H_g - a \cdot V_0 / g = 179 - 101,45 = 77,55 \text{ m}$
- Calcul du réservoir d'air :
  - ✓ On se fixe une pression  $H_0 + 10$  au niveau du réservoir :  $Z_0 = 179 + 10 = 189 \text{ m}$
  - ✓ On prend un volume initial  $U_0 = 10 \text{ m}^3$
- Calcul de la perte de charge dans la tuyère :
  - ✓ Cas de la montée de l'eau:  $s = 3,14 \cdot d^2 / 4 = 3,14 \cdot 0,25^2 / 4 = 0,049 \text{ m}^2$

Coefficient de contraction lors d'un écoulement à travers l'orifice de la tuyère = 0,92.

$m = d^2 / D^2 = [(0,92 \times 0,250)^2] / 0,45^2 = 0.26$

Donc C = coefficient de perte de charge en fonction de  $m=0,26$ ,  $C= 0,6$  (voir abaque annexe VII-4)

$$K = \frac{900^2}{(0,92 * 250)^2} = 15,31 \text{ Soit } V_1=15,31 V_f; \Delta h_1 = 0,6 * \frac{V_1}{2 * g}$$

✓ Cas de la descente de l'eau:  $s = 3,14 D^2/4 = 3,14 * 0,45^2/4 = 0,159 \text{ m}^2$

Coefficient de contraction lors d'un écoulement à travers l'ajoutage de Borda de la tuyère = 0,5.

Pour  $m = d^2/D^2 = (0,5 * 0,250^2)/0,45^2 = 0,154$ .

Donc C = coefficient de perte de charge en fonction de  $m=0,154$ ,  $C= 0,725$  (voir abaque annexe VII-4)

$$K = \frac{900^2}{(0,5 * 250)^2} = 25,92 \text{ Soit } V_2=25,92 V_f; \Delta h_2 = 0,925 * \frac{V_2}{2 * g}$$

- La pression dans le réservoir :

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4}}{U_0^{1,4}} \text{ Avec } (Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4} = [H_0 - h_0 + 10] * U_0^{1,4} = 189 * U_0^{1,4} \text{ si on prend } U_0 = 10 \text{ m}^3.$$

Donc  $Z = 5258,34 / U_0^{1,4}$

En tenant compte les pertes de charge dans la conduite, la dépression maximale est de **54,27m** d'eau et la surpression maximale de **33m** d'eau donnée par l'épure du Bergeron (voir figure VII-3).

Etant donné que le profil en long du tracé de la conduite de refoulement pour laquelle on a calculé le réservoir d'air, présente des points hauts, il est nécessaire d'examiner, en considérant la répartition linéaire croissante de la valeur de la dépression obtenue grâce à l'anti-bélier (54,27m), si certains points du profil ne sont pas soumis à une cavitation dangereuse.

En traçant la répartition de la dépression sur le profil en long, on constate qu'il n'y aura pas de point soumis à une cavitation (Voir la planche N°03).

- **Caractéristiques finales du réservoir d'air :**

L'examen de la troisième colonne du tableau VII-3 montre que l'air peut occuper un volume maximal d'environ **12,89m<sup>3</sup>**. 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 **15m<sup>3</sup>** dans laquelle l'air n'occupera que **9m<sup>3</sup>** en fonctionnement normal.

Tableau VII-5 : Calcul du réservoir d'air

Intervalle de temps tr	Variation du volume d'air $\Delta U = S \cdot V_m \cdot tr = 3,481 \cdot V_m$ (m <sup>3</sup> )	Volume d'air U (m <sup>3</sup> )	Pression dans le réservoir d'air $Z = (189 + 4,78) \cdot 10^{1,4} / U^{1,4} = 4863,51 / U^{1,4}$ (m)	Vitesse dans la tubulure de branchement (m/s) <u>Montée</u> : $V_1 = 15,35 \cdot V_f$ <u>Descente</u> : $V_2 = 27,92 \cdot V_f$	Perte de charge dans la tuyère (m) <u>Montée</u> : $\Delta h_1 = 0,6 \cdot (V_1^2 / 2 \cdot g)$ <u>Descente</u> : $\Delta h_2 = 0,725 \cdot (V_2^2 / 2 \cdot g)$	Pression dans la conduite avec perte de charge <u>Montée</u> : $Z - \Delta h_1$ <u>Descente</u> : $Z + \Delta h_2$	Perte de charge refoulement $\delta$ (m)	Pression dans la conduite sans perte de charge <u>Montée</u> : $Z - \Delta h_1 - \delta$ <u>Descente</u> : $Z + \Delta h_2 + \delta$	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	-	10,000	193,78	-	4,78	193,78	4,78	184,22	1,1	1R	-	1,1
tr	2,89	12,89	135,72	7,35	1,65	134,07	0,91	131,51	0,48	2P	0,79	0,48
2tr	-0,073	12,82	136,80	-14,52	7,79	144,59	1,07	153,45	-0,52	4P	-0,02	-0,52
3tr	-2,231	10,58	178,81	-19,54	14,11	192,92	1,94	208,98	-0,7	6P	-0,61	-0,7
4tr	-1,508	9,08	221,77	-3,49	0,45	222,22	0,06	222,73	-0,125	8P	0,4125	0,125
5tr	0,484	9,56	206,18	5,97	1,09	205,09	0,60	203,40	0,39	10P	0,132	0,39
6tr	1,316	10,88	172,10	5,05	0,78	171,32	0,43	170,11	0,33	12P	0,36	0,33



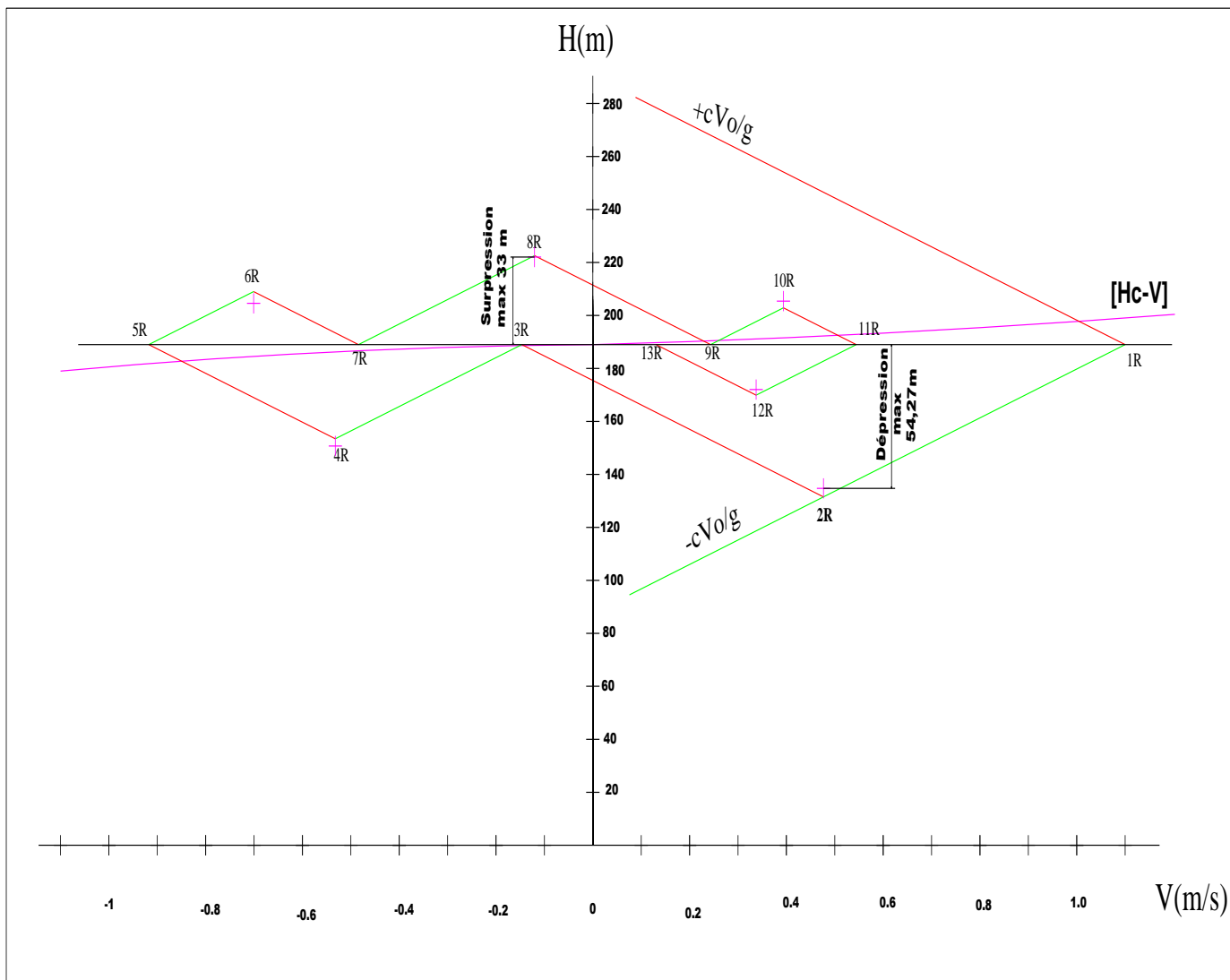


Figure VII-5 : Epure de BERGERON

**VII-8. Installation du réservoir d'air :**

L'installation du réservoir d'air se fait selon le schéma type suivant :

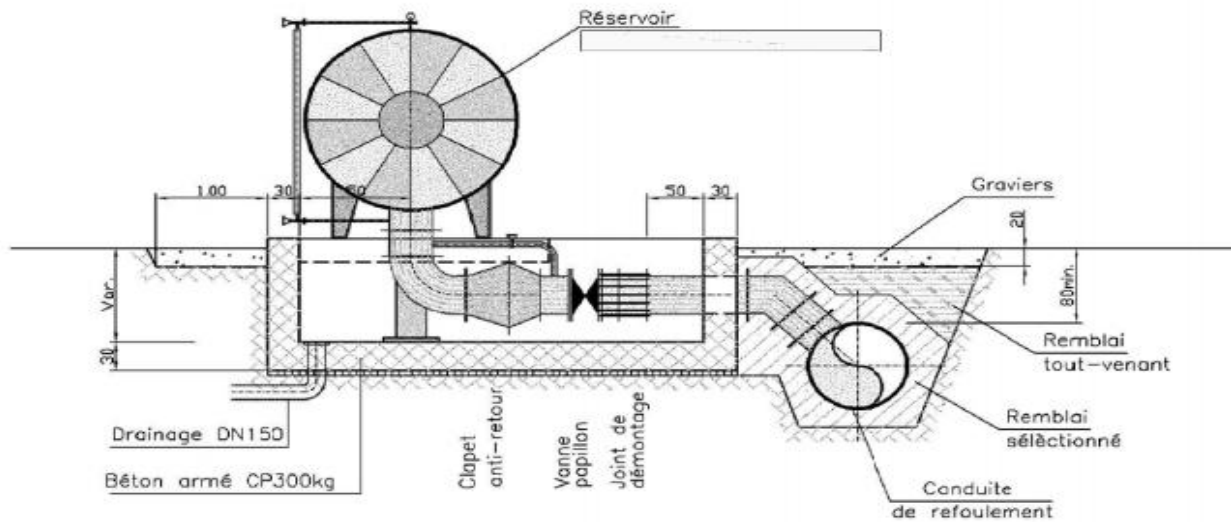


Figure VII-6: Schéma type d'installation du réservoir d'air.

**CONCLUSION :**

Dans ce chapitre on a étudié les moyens de protection des canalisations contre le régime transitoire et la corrosion. Le remède du régime transitoire effectué sur les installations, juste à la sortie des stations de pompage est de projeter un réservoir d'air d'une capacité déterminée par les méthodes graphiques Vibert et Bergeron. Pour la corrosion on a adopté un manchonnage en polyéthylène des conduites, qui traversant des terrains agressifs.

## **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

---

La présente étude avait pour objet d'établir un système de raccordement efficace de la SDEM de Cap Djinet, afin d'alimenter en eau potable les communes littoral déficitaire de la zone, celle-ci fait partie d'un ensemble urbain constitué de plusieurs agglomérations, actuellement mal desservie en eau potable, la seule ressource exploitée est les nappes souterraines. En première temps nous avons estimé les besoins en eau de la zone d'étude à l'horizon 2030, en tenant compte de l'évolution démographique et des prévisions de consommations unitaires pour les usagers domestiques, publics, industriels et touristiques, l'évaluation nous a donné un volume de 75400m<sup>3</sup>/j.

Nous avons donc tout d'abord identifié les travaux à mettre en œuvre afin d'améliorer la desserte en eau des localités aux vues de l'évolution future des besoins à savoir : la projection onze réservoirs de différent type et utilité, dans le but de garantir la continuité d'alimentation, tandis que leurs dimensionnement dépend essentiellement de la demande en eau estimée à l'horizon de calcul. En suite l'élaboration d'un tracé d'adduction plus économique pour transférer un débit de 100000 m<sup>3</sup>/j vers un réservoir tampon par refoulement, puis gravitairement vers les réservoirs terminaux.

En deuxième temps, grâce à une possibilité de choix nous avons opté pour la variante la plus intéressante est suivant les tracés des réseaux existant, particulièrement des chemins routiers. Le tracé retenu composé de trois tronçons en refoulement de 5950 ml en totalité, et plusieurs tronçons gravitaire avec des diamètres nominal entre 150 à 900mm. Comme le tracé a un profil plus au moins accidenté sur certains tronçons, la fonte ductile s'impose comme matériaux des conduites à utiliser.

La sécurité du réseau doit être assurée par la pérennité des conduites pour avoir un bon fonctionnement. Ces dernières nécessitent :

La projection le long du réseau d'adduction de ventouses à chaque point haut, et des vidanges au niveau des points bas.

Protection contre deux contraintes major à savoir le coup de bélier (Phénomènes transitoire) au moyen des réservoirs d'air et contre la corrosion par un revêtement extérieur.

Enfin nous espérons que ce modeste travail, pourra servir de référence pour les prochaines promotions.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### OUVRAGES GENERAUX :

[1] **Chatkaew TANSAKUL**. Thèse doctorat de l'université de Toulouse « Procédés hybrides à membranes pour le prétraitement d'eau de mer avant dessalement par osmose inverse » novembre 2009. Page :10 ; 11 et 23.

[2] **Hugues GODART**. Techniques de l'Ingénieur « adduction et distribution d'eau ». C 5195. Page: 9 à 25

[3] **José VAZQUEZ**. « HYDRAULIQUE GENERALE » (Laboratoire Systèmes Hydrauliques Urbains) ENGEES. Page : 10 ; 11; 67;68 et 69.

[4] **Mahmoud MOUSSA**. Professeur à l'E.N.I.T (Tunisie). « Alimentation en eau potable » Version 2002. Page 43 à 46.

[5] **Patrick DANIS**. « Dessalement de l'eau de mer ». Techniques de l'Ingénieur.Doc. J 2700. Page : 10 ;14 ;15 et 16.

[6] **Pierre SCHULHOF**. « Les stations de pompage d'eau » 5eme Edition. Page : 1 ; 2 et 43.

[7] **Raymond Desjardins**. École Polytechnique de Montréal (Québec) « Guide de conception des installations de production d'eau potable ». volume1, juin 2002. Chapitre 11, page 20 à 25

### CATALOGUE :

[8] **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».

[9] **CHARLATTE**. « Réservoirs hydraulique ».

[10] **KSB**. « Pompes multicellulaires à haute pression ».

[11] **LEROY SOMER**. « Moteurs asynchrones triphasés »

### MEMOIRES FIN D'ETUDES :

[12] **M<sup>r</sup> AIT AHCENE Mohand Ouamar**. « Alimentation en eau potable du flan nord de la Wilaya de Tizi-Ouzou à partir du barrage de Taksebt (Adduction : station de traitement - réservoir tampon) », Mémoire de fin d'étude, ENSH, promotion 2008.

### ARTICLES :

[13] **Farid TATA-DUCRU**. « Dessalement de l'eau de mer : bilan des dernières avancées technologiques »Janvier 2009, disponible sur le site [www.agroparistech.fr](http://www.agroparistech.fr) (Consulté le 16 mai 2012)

[14] « Procédés du dessalement de l'eau de mer » : disponible sur le site <http://www.lenntech.fr/procedes/dessalement/pretraitement.htm> (consulté le 16 mai 2012).

# **ANNEXES**

### ANNEXE III

Tableau III-15 : Répartition horaire du débit maximum journalier

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



Tableau III-16 : Variation du débit horaire pour la commune de Cap Djinet

Heures	Consommation totale $Q_{max, j}=10276.86 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
<b>0-1</b>	1.5	154.15	1.5	154.15
<b>1-2</b>	1.5	154.15	3	308.31
<b>2-3</b>	1.5	154.15	4.5	462.46
<b>3-4</b>	1.5	154.15	6	616.61
<b>4-5</b>	2.5	256.92	8.5	873.53
<b>5-6</b>	3.5	359.69	12	1233.22
<b>6-7</b>	4.5	462.46	16.5	1695.68
<b>7-8</b>	5.5	565.23	22	2260.91
<b>8-9</b>	6.25	<b>642.30</b>	28.25	2903.21
<b>9-10</b>	6.25	<b>642.30</b>	34.5	3545.52
<b>10-11</b>	6.25	<b>642.30</b>	40.75	4187.82
<b>11-12</b>	6.25	<b>642.30</b>	47	4830.12
<b>12-13</b>	5	513.84	52	5343.97
<b>13-14</b>	5	513.84	57	5857.81
<b>14-15</b>	5.5	565.23	62.5	6423.04
<b>15-16</b>	6	616.61	68.5	7039.65
<b>16-17</b>	6	616.61	74.5	7656.26
<b>17-18</b>	5.5	565.23	80	8221.49
<b>18-19</b>	5	513.84	85	8735.33
<b>19-20</b>	4.5	462.46	89.5	9197.79
<b>20-21</b>	4	411.07	93.5	9608.86
<b>21-22</b>	3	308.31	96.5	9917.17
<b>22-23</b>	2	205.54	98.5	10122.71
<b>23-24</b>	1.5	154.15	100	10276.86

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la commune de Cap Djinet est de  **$642.30\text{m}^3/\text{h}$**  et survient entre 8h et midi.

Tableau III-17 : Variation du débit horaire pour la commune de Sidi Daoud

Heures	Consommation totale Q <sub>max, j</sub> =3301.86 m <sup>3</sup> /j		Consummation cumulée	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0-1	1.5	49.53	1,5	49.53
1-2	1.5	49.53	3	99.06
2-3	1.5	49.53	4,5	148.58
3-4	1.5	49.53	6	198.11
4-5	2.5	82.55	8,5	280.66
5-6	3.5	115.57	12	396.22
6-7	4.5	148.58	16,5	544.81
7-8	5.5	181.60	22	726.41
8-9	6.25	<b>206.37</b>	28,25	932.78
9-10	6.25	<b>206.37</b>	34,5	1139.14
10-11	6.25	<b>206.37</b>	40,75	1345.51
11-12	6.25	<b>206.37</b>	47	1551.87
12-13	5	165.09	52	1716.97
13-14	5	165.09	57	1882.06
14-15	5.5	181.60	62,5	2063.66
15-16	6	198.11	68,5	2261.77
16-17	6	198.11	74,5	2459.89
17-18	5.5	181.60	80	2641.49
18-19	5	165.09	85	2806.58
19-20	4.5	148.58	89,5	2955.16
20-21	4	132.07	93,5	3087.24
21-22	3	99.06	96,5	3186.29
22-23	2	66.04	98,5	3252.33
23-24	1.5	49.53	100	3301.86

Le débit de pointe Q<sub>max,h</sub> pour la commune de Sidi Daoud est de **206.37 m<sup>3</sup>/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau III-18 : Variation du débit horaire pour la commune de Dellys

Heures	Consommation totale Qmax, j=17166.83 m <sup>3</sup> /j		Consummation cumulée	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
<b>0-1</b>	1.5	257.50	1,5	257.50
<b>1-2</b>	1.5	257.50	3	515.00
<b>2-3</b>	1.5	257.50	4,5	772.51
<b>3-4</b>	1.5	257.50	6	1030.01
<b>4-5</b>	2.5	429.17	8,5	1459.18
<b>5-6</b>	3.5	600.84	12	2060.02
<b>6-7</b>	4.5	772.51	16,5	2832.53
<b>7-8</b>	5.5	944.18	22	3776.70
<b>8-9</b>	6.25	<b>1072.93</b>	28,25	4849.63
<b>9-10</b>	6.25	<b>1072.93</b>	34,5	5922.56
<b>10-11</b>	6.25	<b>1072.93</b>	40,75	6995.48
<b>11-12</b>	6.25	<b>1072.93</b>	47	8068.41
<b>12-13</b>	5	858.34	52	8926.75
<b>13-14</b>	5	858.34	57	9785.09
<b>14-15</b>	5.5	944.18	62,5	10729.27
<b>15-16</b>	6	1030.01	68,5	11759.28
<b>16-17</b>	6	1030.01	74,5	12789.29
<b>17-18</b>	5.5	944.18	80	13733.46
<b>18-19</b>	5	858.34	85	14591.81
<b>19-20</b>	4.5	772.51	89,5	15364.31
<b>20-21</b>	4	686.67	93,5	16050.99
<b>21-22</b>	3	515.00	96,5	16565.99
<b>22-23</b>	2	343.34	98,5	16909.33
<b>23-24</b>	1.5	257.50	100	17166.83

Le débit de pointe Qmax,h pour la commune de Dellys est de **1072.93m<sup>3</sup>/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau III-19 : Variation du débit horaire pour la commune de Zemmouri

Heures	Consommation totale Qmax, j=20387.48 m <sup>3</sup> /j		Consommation cumulée	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
<b>0-1</b>	1.5	305.81	1,5	305.81
<b>1-2</b>	1.5	305.81	3	611.62
<b>2-3</b>	1.5	305.81	4,5	917.44
<b>3-4</b>	1.5	305.81	6	1223.25
<b>4-5</b>	2.5	509.69	8,5	1732.94
<b>5-6</b>	3.5	713.56	12	2446.50
<b>6-7</b>	4.5	917.44	16,5	3363.93
<b>7-8</b>	5.5	1121.31	22	4485.25
<b>8-9</b>	6.25	<b>1274.22</b>	28,25	5759.46
<b>9-10</b>	6.25	<b>1274.22</b>	34,5	7033.68
<b>10-11</b>	6.25	<b>1274.22</b>	40,75	8307.90
<b>11-12</b>	6.25	<b>1274.22</b>	47	9582.12
<b>12-13</b>	5	1019.37	52	10601.49
<b>13-14</b>	5	1019.37	57	11620.86
<b>14-15</b>	5.5	1121.31	62,5	12742.18
<b>15-16</b>	6	1223.25	68,5	13965.42
<b>16-17</b>	6	1223.25	74,5	15188.67
<b>17-18</b>	5.5	1121.31	80	16309.98
<b>18-19</b>	5	1019.37	85	17329.36
<b>19-20</b>	4.5	917.44	89,5	18246.79
<b>20-21</b>	4	815.50	93,5	19062.29
<b>21-22</b>	3	611.62	96,5	19673.92
<b>22-23</b>	2	407.75	98,5	20081.67
<b>23-24</b>	1.5	305.81	100	20387.48

Le débit de pointe Qmax,h pour la commune de Zemmouri est de **1274.22m<sup>3</sup>/h** et survient entre 8h et midi.

Tableau III-20 : Variation du débit horaire pour la commune de Leghata

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=6197.1 \text{ m}^3/j$		Consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/h$	%	$\text{m}^3/h$
<b>0-1</b>	1.5	92.96	1,5	92.96
<b>1-2</b>	1.5	92.96	3	185.91
<b>2-3</b>	1.5	92.96	4,5	278.87
<b>3-4</b>	1.5	92.96	6	371.83
<b>4-5</b>	2.5	154.93	8,5	526.75
<b>5-6</b>	3.5	216.90	12	743.65
<b>6-7</b>	4.5	278.87	16,5	1022.52
<b>7-8</b>	5.5	340.84	22	1363.36
<b>8-9</b>	6.25	<b>387.32</b>	28,25	1750.68
<b>9-10</b>	6.25	<b>387.32</b>	34,5	2138.00
<b>10-11</b>	6.25	<b>387.32</b>	40,75	2525.32
<b>11-12</b>	6.25	<b>387.32</b>	47	2912.64
<b>12-13</b>	5	309.86	52	3222.49
<b>13-14</b>	5	309.86	57	3532.35
<b>14-15</b>	5.5	340.84	62,5	3873.19
<b>15-16</b>	6	371.83	68,5	4245.01
<b>16-17</b>	6	371.83	74,5	4616.84
<b>17-18</b>	5.5	340.84	80	4957.68
<b>18-19</b>	5	309.86	85	5267.54
<b>19-20</b>	4.5	278.87	89,5	5546.40
<b>20-21</b>	4	247.88	93,5	5794.29
<b>21-22</b>	3	185.91	96,5	5980.20
<b>22-23</b>	2	123.94	98,5	6104.14
<b>23-24</b>	1.5	92.96	100	6197.10

Le débit de pointe  $Q_{\max, h}$  pour la commune de Leghata est de  **$387.32 \text{ m}^3/h$**  et survient entre 8h et midi.

## ANNEXE V-1

Calculs du diamètre économique du tronçon SP1- RT (EL Hmadna) calé à 203mNGA (variante B) :

Diamètre (mm)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)	Frais d'amortissement		Frais d'exploitation			Bilan (DA)
						Prix de ml (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)	
600	2.46	0.02614	2600	40.09	237.09	16779	4667918	3159.71	23065897	67150817	71818735
700	1.81	0.02506	2600	17.78	214.78	20299	5647182	1969.75	14379189	60830986	66478167
800	1.38	0.02417	2600	8.80	205.80	24978	6948880	1739.34	12697169	58286815	65235694
900	1.09	0.02342	2600	4.73	201.73	27025	7518355	1709.74	12481116	57135436	64653791
1000	0.88	0.02279	2600	2.72	199.72	32545	9054019	1675.97	12234568	56565192	65619211
1200	0.61	0.02175	2600	1.04	198.04	38796	10793047	1659.24	12112460	56090640	66883687

Calculs du diamètre économique du tronçon SP1- RT (Ouled Samir) calé à 203mNGA (variante A) :

Diamètre (mm)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT (m)	Frais d'amortissement		Frais d'exploitation			Bilan (DA)
						Prix de ml (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)	
600	4.91	0.02614	7700	474.95	671.95	16779	13824218	39357.90	287312675	380626179	394450397
800	2.76	0.02417	7700	104.20	301.20	24978	20579374	5705.97	41653590	170617512	191196887
900	2.18	0.02342	7700	56.05	253.05	27025	22265898	5004.77	36534799	143338700	165604597
1000	1.77	0.02279	7700	32.20	229.20	32545	26813826	4204.59	30693511	129828299	156642124
1200	1.23	0.02175	7700	12.35	209.35	42596	35094844	3808.29	27800492	118585057	153679901
1400	0.90	0.02092	7700	5.50	202.50	50847	41892843	3478.49	25392945	114703917	156596760

## ANNEXE V-2

Calculs des diamètres avantageux de chaque tronçon pour le cas d'un RT calé à 203mNGA de la variante B:


N° du tronçon	Débit du tronçon	Longueur géométrique	Longueur équivalente	I	$\Delta H_i$	D <sub>calculé</sub>	D <sub>normalisé</sub>	V	$\Delta H_i$	C <sub>p</sub>	C <sub>T</sub>	P
	(l/s)	(m)	(m)	(m/m)	(m)	(m)	(mm)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)
A-B	623,84	754	867.1	0.0035	3.06	0.732	750	1.41	2.69	200.31	150	50.31
B-C	516,2	7190	8268.5	0.0035	29.21	0.681	700	1.34	25.31	175.00	22	153.00
C-D	467,59	2234	2569.1	0.0035	9.08	0.656	650	1.41	9.56	165.44	15	150.44
D-F	281,72	4542	5223.3	0.0035	18.45	0.542	550	1.19	17.10	148.34	146	2.34
A-E	533,56	13190	15168.5	0.0051	76.73	0.645	650	1.61	73.48	129.52	15	114.52
E-G	512,73	5623	6466.45	0.0039	25.07	0.668	650	1.55	28.93	100.59	8	92.59
G-H	186,34	164	188.6	0.0028	0.53	0.484	450	1.17	0.78	99.81	18	81.81

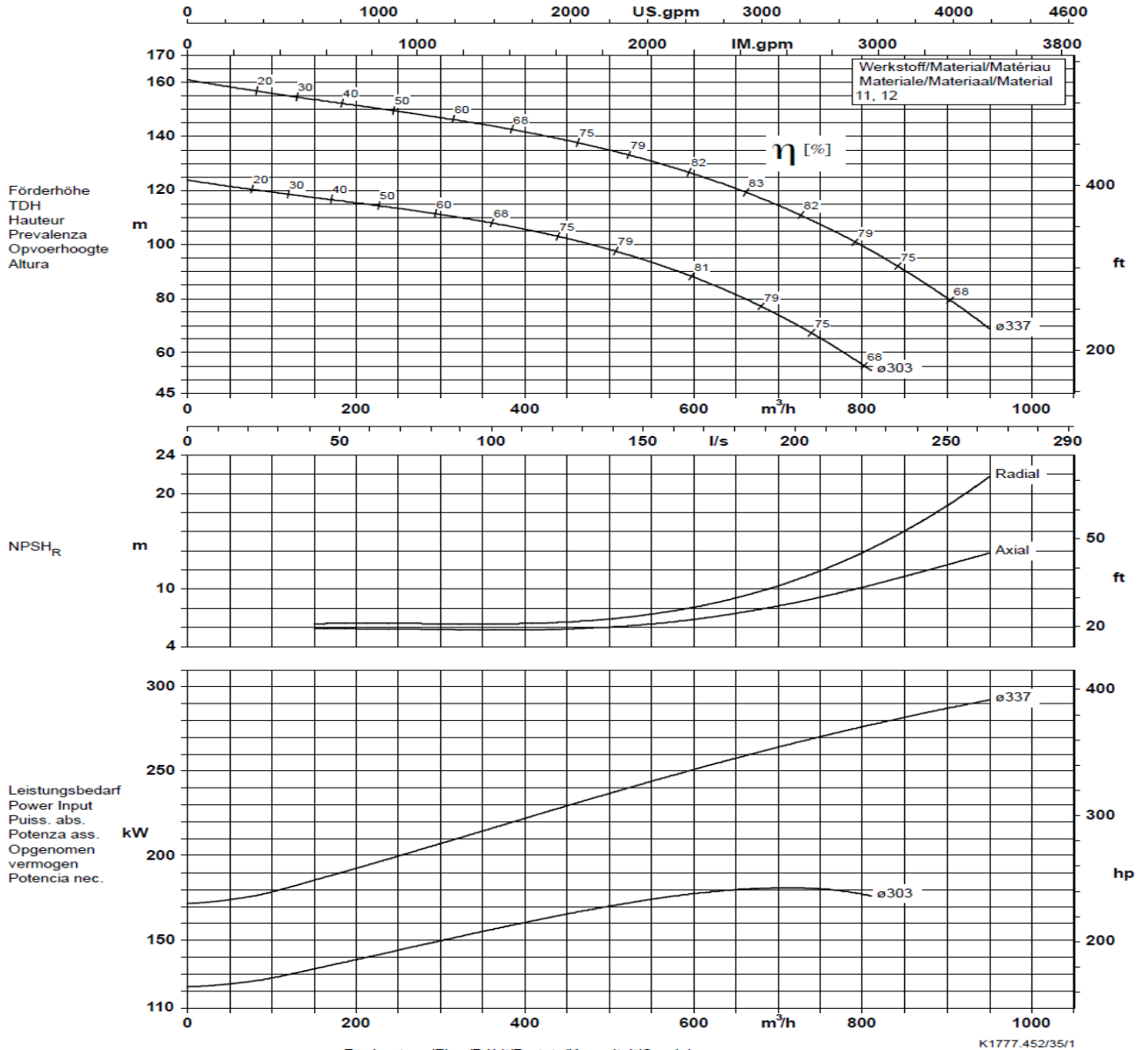
Calculs des diamètres avantageux de chaque tronçon pour le cas d'un RT calé à 203mNGA de la variante A:

N° du tronçon	Débit du tronçon	Longueur géométrique	Longueur équivalente	I	$\Delta H_i$	D <sub>calculé</sub>	D <sub>normalisé</sub>	V	$\Delta H_i$	C <sub>p</sub>	C <sub>T</sub>	P
	(l/s)	(m)	(m)	(m/m)	(m)	(m)	(mm)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)
a-b	1388,9	1700	1955	0.007	13.39	0.874	950	1.96	8.59	194.41	25	169.41
b-c	231,48	6400	7360	0.004	26.06	0.503	500	1.18	26.96	167.46	135	32.46
c-d	162,04	5400	6210	0.004	21.99	0.440	450	1.02	19.48	147.98	128	19.98
b-e	281,72	4900	5635	0.007	38.61	0.478	500	1.44	30.57	163.84	146	17.84
b-f	641,20	7600	8740	0.012	105.00	0.587	650	1.93	61.14	133.27	130	3.27
f-g	641,20	18977	21823,55	0.005	112.00	0.689	700	1.67	103.08	30.18	18	12.18

# ANNEXE VI


## Annexe VI-1: courbe individuelle de la pompe type KSB Multi-tec 150-12,2

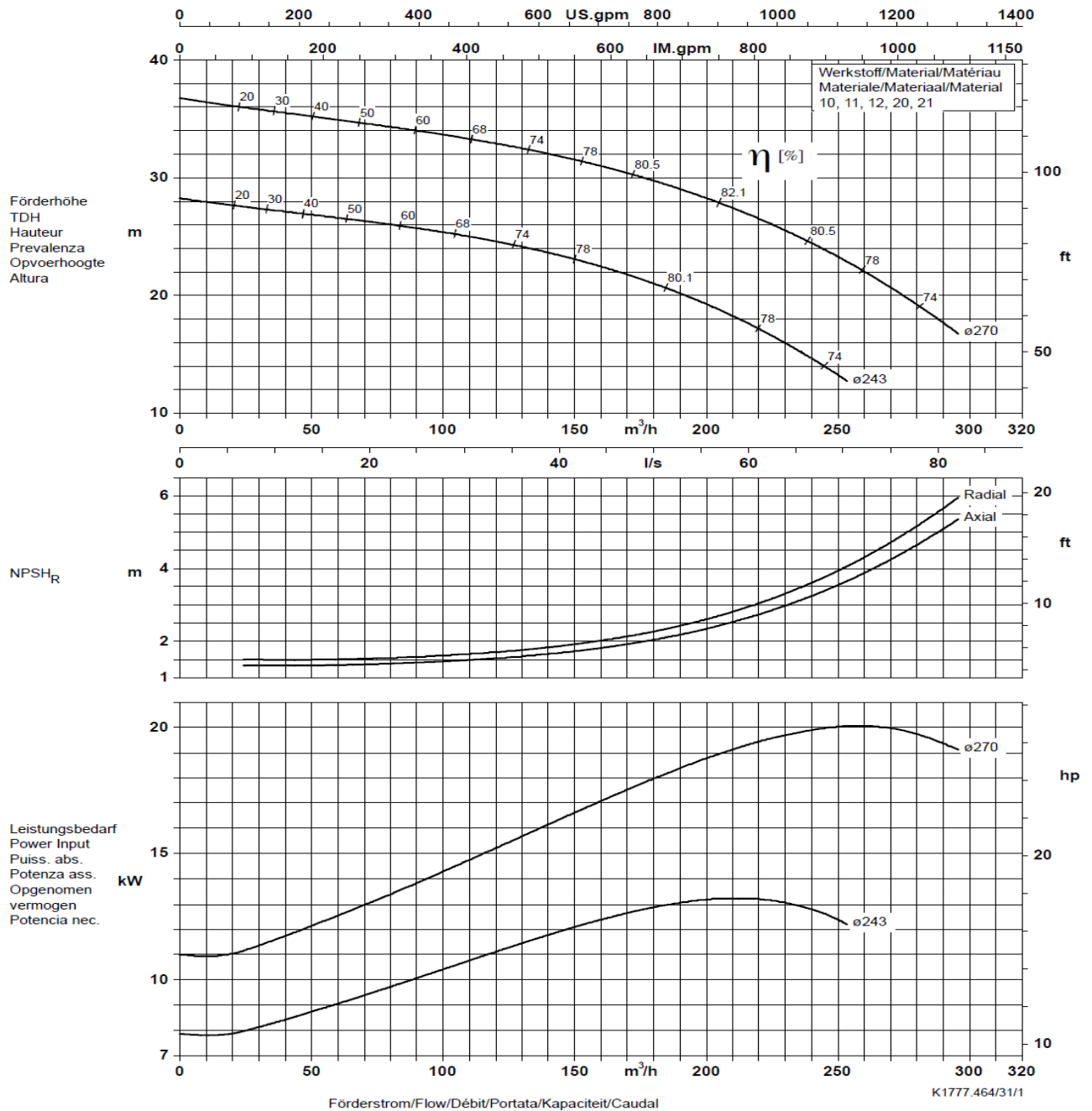
Baureihe-Größe Type-Size Modèle <b>Multitec 150 12.2</b> JL1040/CC480K-GS	Tipo Serie Tipo	Nennzahl Nom. speed Vitesse nom. <b>2900 1/min</b>	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Laufrad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Girante ø Waaler ø Rodete	  Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan - B.P. 189 36004 Châteauroux
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offertenr. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Positiennr. Pos.-Nr.	






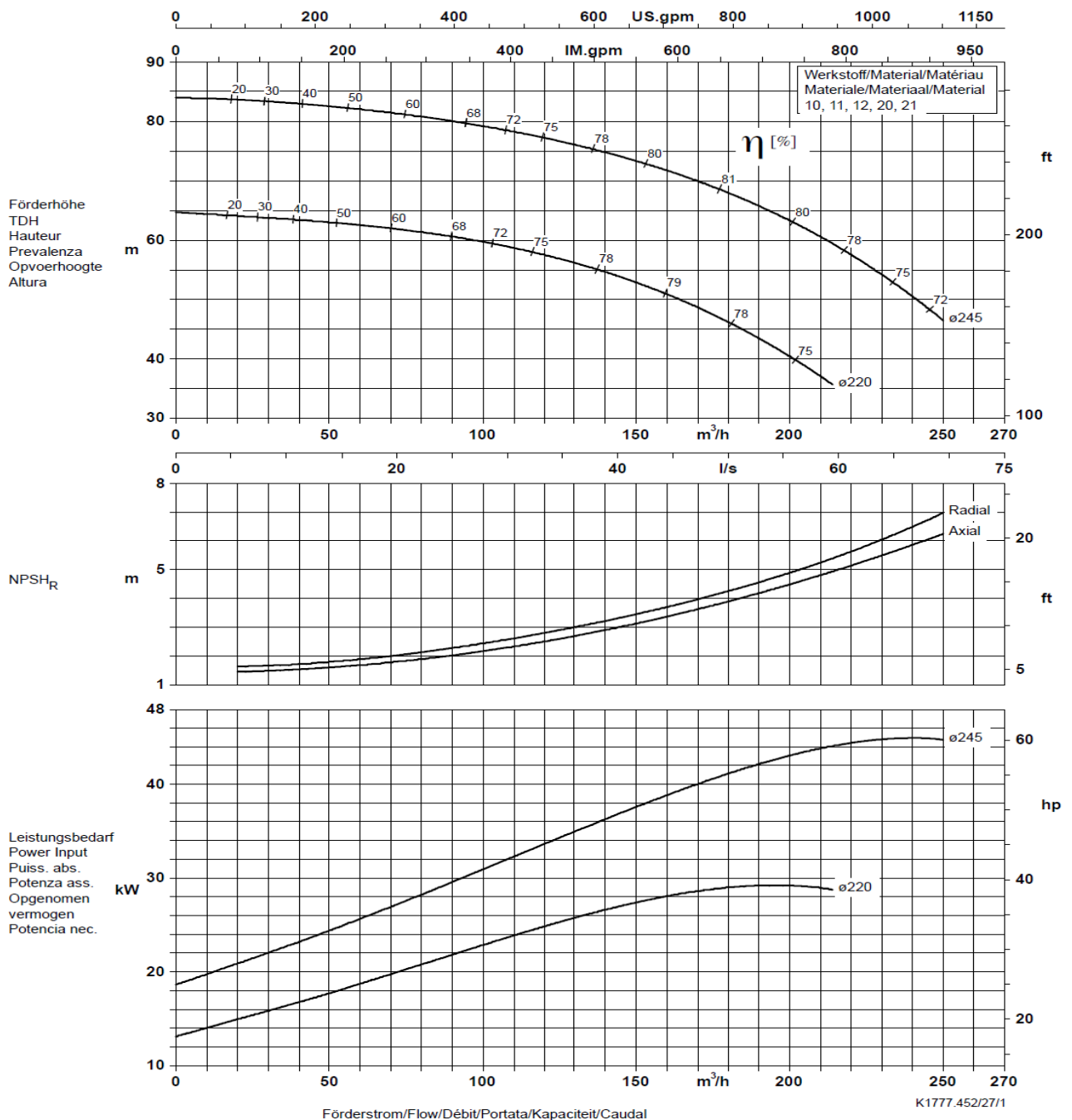
## Annexe VI-2: courbe individuelle de la pompe type KSB Multi-tec 125-10,2.

Baureihe-Größe Type-Size Modèle	Tipo Serie Tipo	Nenn Drehzahl Nom. speed Vitesse nom.	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Lauf rad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Girante ø Waaier ø Rodete	 Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan - B.P. 189 36004 Châteauroux
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offertenr. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Positiën. Pos.-Nr.	
Multitec 125 10.2 JL1040/CC480K-GS		1750 1/min				

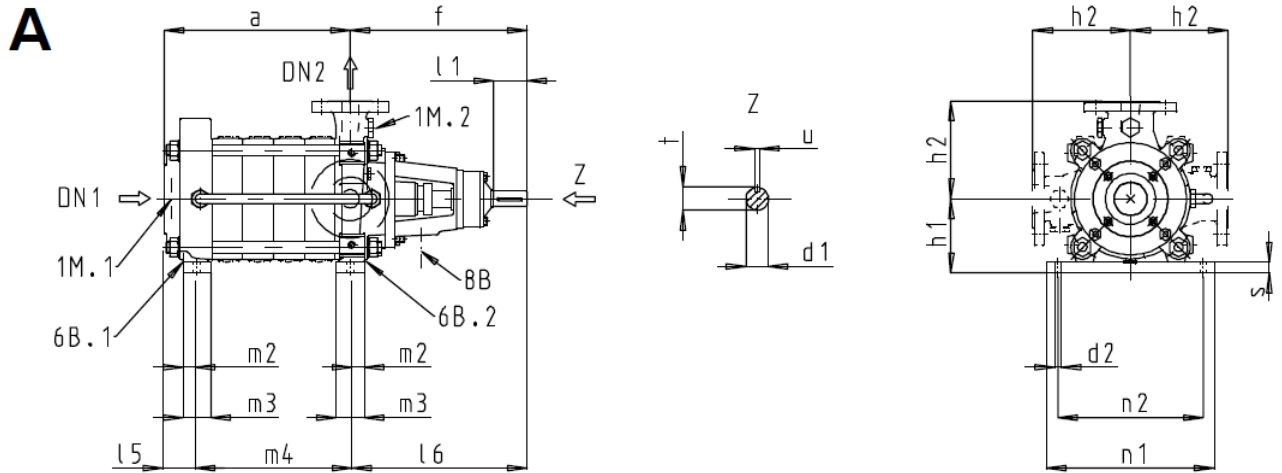


### Annexe VI-3 : courbe individuelle de la pompe type KSB Multi-tec 100-8,1.

Baureihe-Größe Type-Size Modèle <b>Multitec 100 8.1</b> <b>JL1040/CC480K-GS</b>	Tipo Serie Tipo	Nennrehzahl Nom. speed Vitesse nom. <b>2900 1/min</b>	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Laufrad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Girante ø Waaier ø Rodete	 Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan - B.P. 189 36004 Châteauroux
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offertenr. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Positiën. Pos.-Nr.	



## Annexe VI-4 : Dimension des pompes type KSB Multi-tec (A)



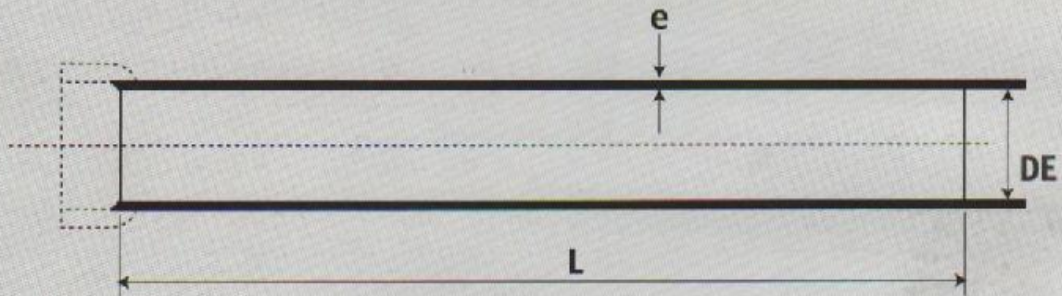
**Multitec / Multitec-RO**

Multitec A,B,C,D	1) 2)		DN <sub>1</sub>		DN <sub>2</sub>	a	d <sub>1</sub> k7	d <sub>2</sub>	e	f	f <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	i	l <sub>1</sub>	l <sub>2</sub>	l <sub>3</sub>	l <sub>4</sub>	l <sub>5</sub>	l <sub>6</sub>	m <sub>2</sub>	m <sub>3</sub>	m <sub>4</sub>	n <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	s	mm
	axial	radial																									
100	2	10	150	125	100	306	40	26	233	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	213	504	450	30	
	3	11	150	125	100	396	40	26	323	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	303	504	450	30	
	4	12	150	125	100	486	40	26	413	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	393	504	450	30	
	5	13	150	125	100	576	40	26	503	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	483	504	450	30	
	6	14	21	150	125	100	666	40	26	593	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	573	504	450	30
	7	15	22	150	125	100	756	40	26	683	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	663	504	450	30
	8	16	23	150	125	100	846	40	26	773	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	753	504	450	30
	9	17	24	150	125	100	936	40	26	863	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	843	504	450	30
	10	25	30	150	125	100	1026	40	26	953	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	933	504	450	30
	11	26	31 (RO)	150	125	100	1116	40	26	1043	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	1023	504	450	30
	125	2	10	200	150	125	393	50	26	292	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	306	320	250	30
3		11	200	150	125	505	50	26	404	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	418	320	250	30	
4		12	200	150	125	617	50	26	516	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	530	320	250	30	
5		13	200	150	125	729	50	26	628	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	642	320	250	30	
6		14	200	150	125	841	50	26	740	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	754	320	250	30	
7		15	200	150	125	953	50	26	852	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	866	320	250	30	
8		16	200	150	125	1065	50	26	964	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	978	320	250	30	
2		15	21	200	150	125	393	50	30	292	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	255	605	561	50
3		16	22	200	150	125	505	50	30	404	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	367	605	561	50
4		17	23	200	150	125	617	50	30	516	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	479	605	561	50
5		18	24	200	150	125	729	50	30	628	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	591	605	561	50
6		19	25	200	150	125	841	50	30	740	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	703	605	561	50
7		20	26	200	150	125	953	50	30	852	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	815	605	561	50
8		21	31 (RO)	200	150	125	1065	50	30	964	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	927	605	561	50
150		2	10	250	200	150	452	60	34	338	594	578	350	400	22	140	426	411	600	137	567	30	104	342	350	265	30
		3	11	250	200	150	584	60	34	470	594	578	350	400	22	140	426	411	600	137	567	30	104	474	350	265	30
	4	12	250	200	150	716	60	34	602	594	578	350	400	22	140	426	411	600	137	567	30	104	606	350	265	30	
	5	13	250	200	150	848	60	34	734	594	578	350	400	22	140	426	411	600	137	567	30	104	738	350	265	30	
	6	14	250	200	150	980	60	34	866	594	578	350	400	22	140	426	411	600	137	567	30	104	870	350	265	30	
	2	15	21	250	200	150	452	60	36	338	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	294	735	679	50
	3	16	22	250	200	150	584	60	36	470	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	426	735	679	50
	4	17	23	250	200	150	716	60	36	602	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	558	735	679	50
	5	18	24	250	200	150	848	60	36	734	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	690	735	679	50
	6	19	25	250	200	150	980	60	36	866	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	822	735	679	50
	6	20	31 (RO)	250	200	150	980	60	36	866	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	822	735	679	50

- 1) Nombre d'étages  
2) Code de matériaux

**Annexe VII-1 : Quelques caractéristiques des tuyaux en fonte ductile (d'après le catalogue du fabricant Electrosteel Algérie SPA)**

•• ( Tuyaux fonte ductile - AEP ..... ) ( EN 545 ISO 2531

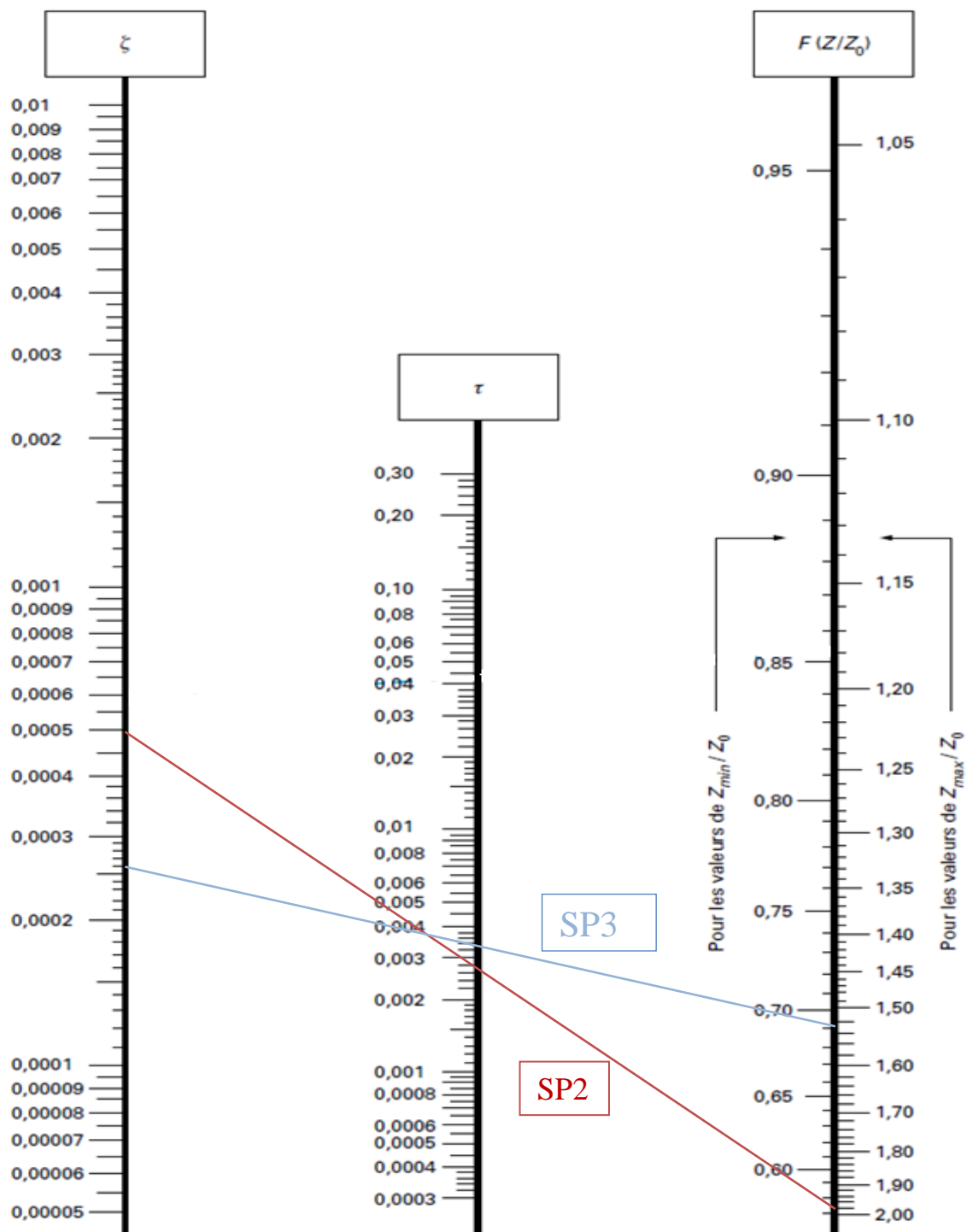


DN	Diamètre extérieur DE		Épaisseur Fonte 'e' (K9)		Pression minimale d'essai en usine (bar) K9	Épaisseur fonte 'e' (C40)		Pression minimale d'essai en usine (bar) C40
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Nominal (mm)	Tolérance (mm)		Nominal (mm)	Tolérance (mm)	
80	98	+1 à -2.7	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
100	118	+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 VII-2:** Abaque de Vibert pour le calcul des cloches à air de protection contre les coups de bélier

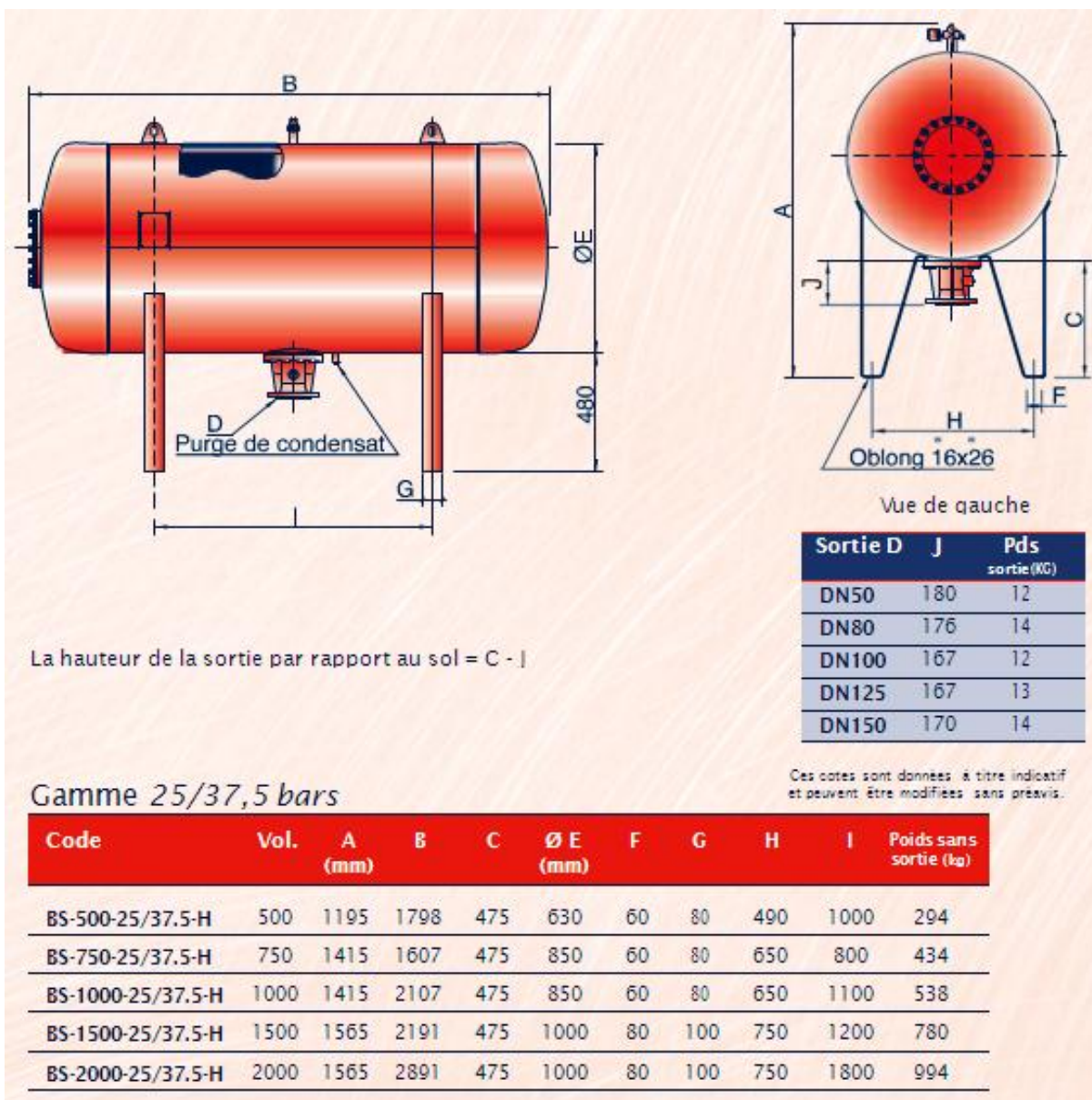


$$\zeta = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0}$$

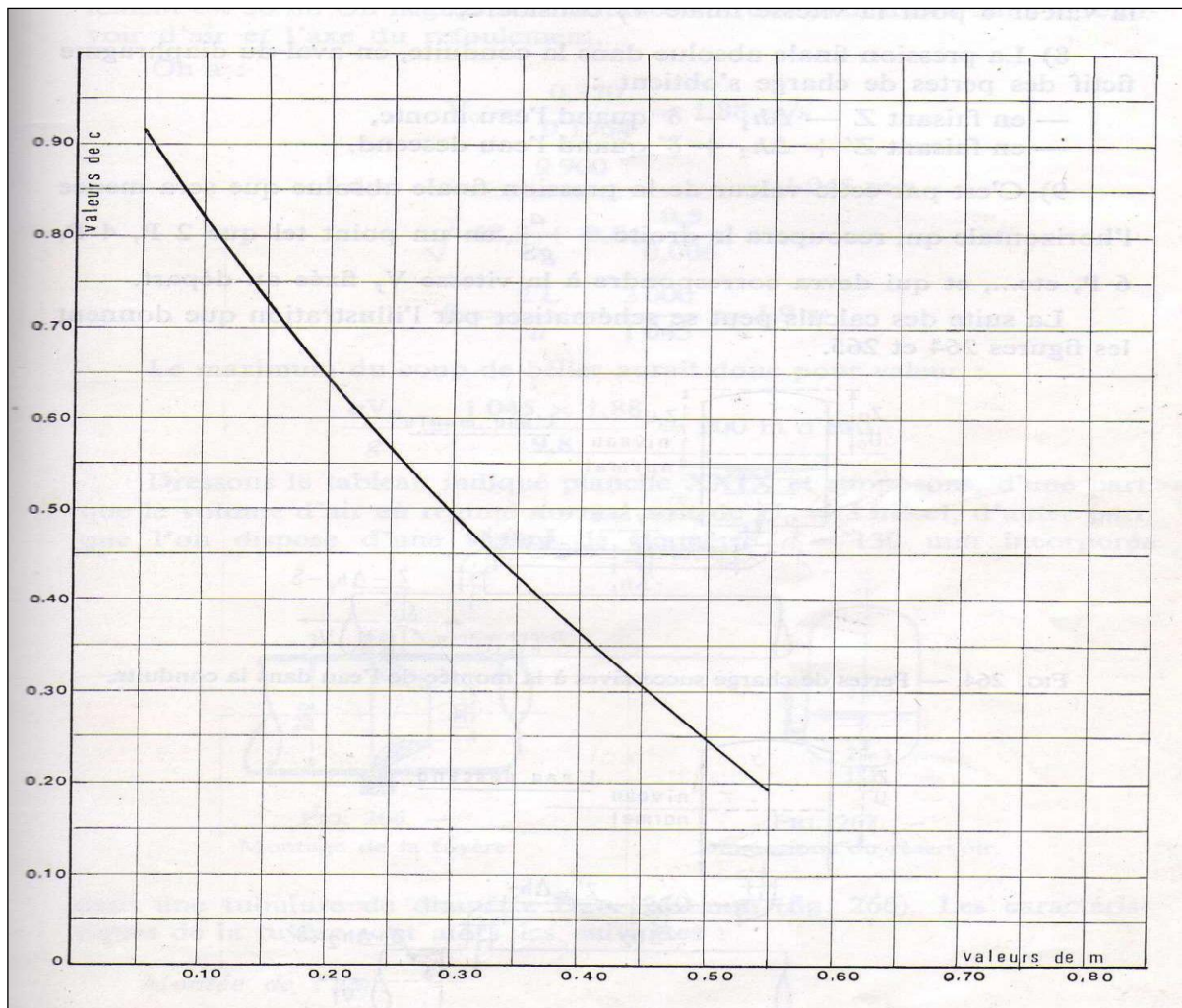
$$\tau = \zeta F(Z/Z_0)$$

$$F(Z/Z_0) = \left[ \frac{Z_0}{Z} - \ln \frac{Z_0}{Z} - 1 \right]^{-1}$$

**Annexe VII-3 : Dimensions des différents réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.**

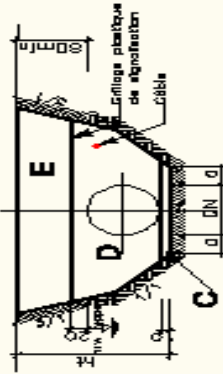


### Annexe VII-4 : Coefficient de perte de charge c dans la tuyère

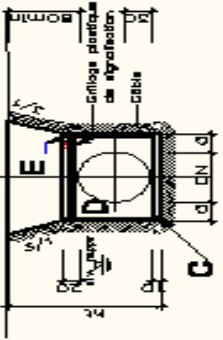


## Scémas des tranchées type

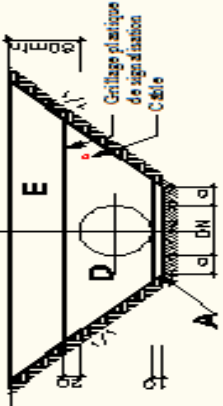
Tranchée type 1:  
(variante sans étayage)  
sol cohérent en présence d'une nappe  
ht < 1.5



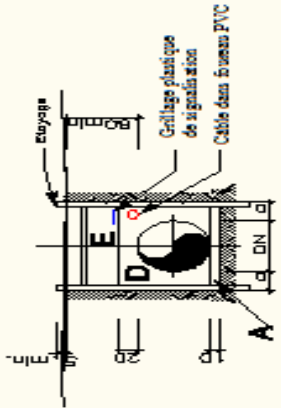
Tranchée type 2:  
(variante avec étayage)  
sol cohérent en présence d'une nappe  
ht < 1.5



Tranchée type 3:  
sol peu ou pas cohérent hors nappe  
ht < 1.5



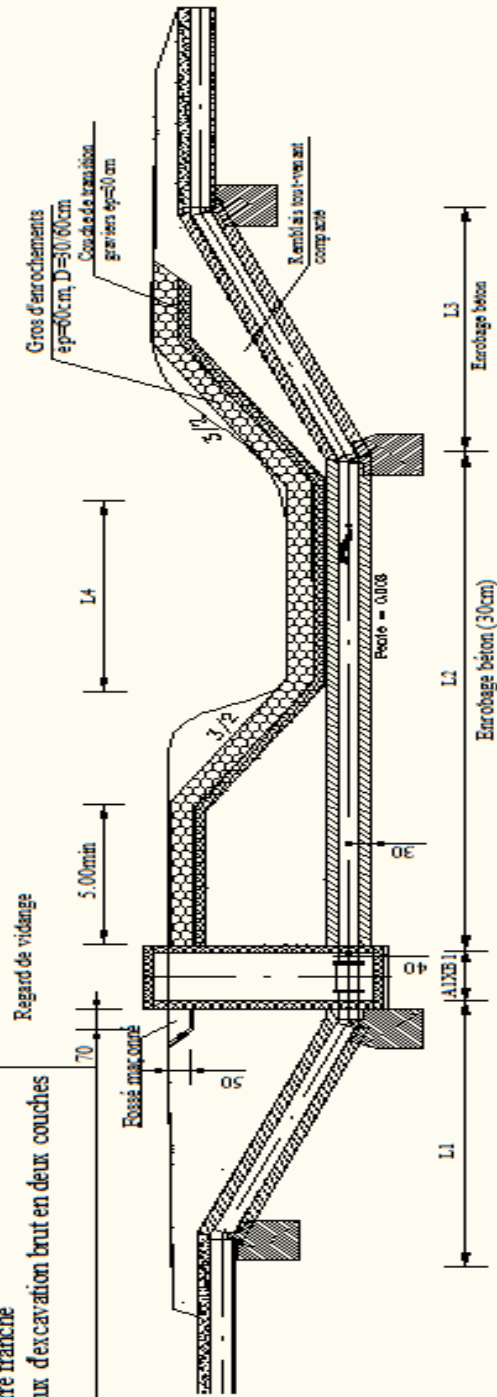
Tranchée type 4:  
terrain meuble ou rocher instable



### LEGENDE:

- A: lit de pose en sable ou terre franche damée ép=10 à 20cm
- B: béton d'enracine
- C: fond de fouille en béton ép=10cm
- D: remblayage soigné en terre franche
- E: remblayage avec matériel aux d'excavation brut en deux couches
- a: variable.

### Coupe dans l'axe de la conduite 1/125





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:**

**ADDUCTION EN EAU POTABLE DES LOCALITES  
NORD EST DE LA WILAYA DE BOUMERDES  
A PARTIR DU SYSTEME DE DESSALEMENT  
DE L'EAU DE MER**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> KEDDACHE Massinissa**

### **DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

	<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup>	<b>B.SALAH</b>	<b>Professeur</b>	<b>Président</b>
M <sup>r</sup>	<b>M.S.BENHAFID</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examineur</b>
M <sup>me</sup>	<b>W.MOKRANE</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
M <sup>r</sup>	<b>A.HACHEMI</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examineur</b>
M <sup>r</sup>	<b>M.BOUZIANE</b>	<b>M.A.B</b>	<b>Examineur</b>
M <sup>r</sup>	<b>Y. DERNOUNI</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Promoteur</b>

**Septembre 2012**