

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable des communes cotieres de la wilaya de Tizi Ouzou à partir de la station dessalement des eaux de mer de Cap Djinet wilaya de Boumerdes.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0037-12

APA Citation (توثيق APA):

Benkaci, Djamel (2012). Alimentation en eau potable des communes cotieres de la wilaya de Tizi Ouzou à partir de la station dessalement des eaux de mer de Cap Djinet wilaya de Boumerdes[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحثات، مقالات الدوريات، 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 :**

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES COMMUNES  
COTIERES DE LA WILAYA DE TIZI OUZOU A PARTIR DE  
LA STATION DESSALEMENT DES EAUX DE MER DE CAP  
DJINET WILAYA DE BOUMERDES.**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> : BENKACI Djamel**

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

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

**Septembre- 2012**

## REMERCIEMENTS

Avant toute personne, je dois remercier **Dieu** qui m'a donné la foi, le courage, la volonté et tout le bien.

Mes sincères remerciements s'adressent à mes très chers parents pour leurs sacrifices, prières, et encouragements...

Un grand merci à mes frères, à mes sœurs, et à tous ce qui font de moi ce que je suis et qui feront de moi ce que je serais.

Je dois avouer que ce travail n'a pas de valeur sans le suivi, les conseils, et les orientations de **Mr. DERNOUNI**, mon promoteur et M<sup>elle</sup> : **SEBAA Siham** ingénieure à la direction générale D'Algérienne des eaux (ADE),

Merci **Mr. DERNOUNI**.

Ma gratitude et reconnaissance s'adressent à M<sup>elle</sup> : **RAFA Amina** et tous les membres de bureau d'étude DMEC.

Je remercie les membres de jury pour leur acceptation d'examiner et juger mon travail.

Les services de l'ONM de Tizi ousou trouvent ici toute ma reconnaissance pour leur aide en matière de données.

Je tiens à remercier tous les enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation.

Je remercie également tous les amis de l'ENSH exceptionnellement (djigou, Samir, Said, Redouane, Nouredine, Mahdi, Ahmed, Massi, sofiane et Akli Ben Hamou)

Enfin merci à ceux qui m'ont appris quelque chose dans ma vie.

## *Dédicace*

Je dédie ce travail :

A mon défunt grand-père Arezki que j'aurai tant voulu connaître.

A les personnes les plus importantes à mes yeux « yemma et vava que j'aime ».

A toute ma famille : mes sœurs, mes frères, mes belle sœurs, mes tantes nana fatma  
et nana malha ...et tous les autres.

A mes amis qui ont rendu mes journées à L'ENSH plus agréables :

A mes camarades de promo 2012 à qui je souhaite la réussite.

A toutes les personnes qui m'ont soutenue dans ce projet.

*Djamel*

## ملخص:

إن التزويد بالمياه الصالحة للشرب يتطلب شبكة أنابيب دقيقة التصميم لاستمرارية التزويد بالمياه.

فيعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد دراستها و تقدير حاجياتها من الماء , نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه, من الناحية التقنية و الاقتصادية, فهذان الجانبين مرتبطان ببعضهما.

تم تصميم منشآت التخزين حتى نلبي حاجات المستقبل من المياه.  
المياه ترفع بواسطة محطات الضخ في أنابيب الدفع , لذا ندرس محطات الضخ و إعادة الضخ المشكلة لسلسلة انابيب نقل المياه .

بعد ذلك درسنا بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية.  
و أريخا تطرقنا إلى حساب كلفة ارشملوع

## Résumé :

Les systèmes d'alimentation en eau potable nécessitent des réseaux de conduites correctement dimensionnés afin de permettre un fonctionnement continu de ces derniers.

Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction mixte (gravitaire-refoulement) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Un dimensionnement des ouvrages de stockage a été élaboré pour combler la demande future en eau potable.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de reprise de la chaîne d'adduction.

Nous nous étalerons, par la suite, sur un moyen de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier.

En fin dans notre travail, nous estimons la quantité des matériaux et le cout nécessaire pour l'exécution de ce projet.

## Obstruct:

Water supply network requires correctly dimensioned pipes in order to allow a good performance of these networks.

We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water the conditions will establishe our mixed adduction (gravitary-repression) from a technical and economic point of view. Those two aspects are in fact, bound together.

A design of the storage structures was made to make up the deficit of the existing stores.

In the repression pipe, waters are raised by pumping plants, and their conditions of establishments of retake plants of the adduction chain. We will tackle therefore, a protection means of the repression pipes, against a transitory phenomenon called: the water hammer.

Finally, we estimate the quantity of the materials and the necessary cost for the execution of this project.

## SOMMAIRE

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

INTRODUCTION GENERALE.....	1
Introduction .....	2
I.1. La station de dessalement de Cap Djinet .....	2
I.2. Situation géographique .....	2
I.3. Situation géologique .....	4
I.4. Situation topographique .....	5
I.5. Situation climatique .....	5
I.5.1. Pluviométrie :.....	5
I.5.2. Température :.....	5
I.5.3. Vent :.....	5
I.6. Situation démographique .....	5
I.7. Situation hydraulique .....	6
Conclusion.....	8

### Chapitre II : Estimation de la population et des besoins en eau

Introduction .....	9
II-1 : Situation démographique et son évolution .....	9
II-2- L'évaluation de la consommation moyenne journalière : .....	11
II-2-1 : Les besoins domestiques .....	11
II-2-2 : Les besoins scolaires.....	11
II -2-3 :Besoins sanitaires .....	12
II -2-4 : Besoins du bétail .....	13
II -2-5 : Besoins des hôtels .....	13
II-2-6 : Récapitulation des différentes consommations moyennes journalières .....	14
II-3- Détermination des consommations maximales et minimales journalières .....	14
II-3-1- Consommation maximale journalière ( $Q_{\max j}$ ).....	15
II-3-2- Consommation minimale journalière ( $Q_{\min j}$ ).....	16
II-4- Variation des débits horaires.....	16
II-5- Evaluation de rendement du réseau .....	17

Conclusion.....	18
-----------------	----

### **Chapitre III : Etude des réservoirs**

Introduction .....	19
III.1 Rôle des réservoirs .....	19
III.2 Les exigences techniques dans la construction des réservoirs .....	19
III.3 Classification des réservoirs .....	19
III.4 Tuyauterie dans les réservoirs .....	19
III.5 Entretien des réservoirs .....	21
III.6 Emplacement des réservoirs .....	21
III.7 Choix de la forme des réservoirs .....	21
III.8 Capacité des réservoirs .....	22
III.8.1 Méthode analytique .....	22
III.8.2 Méthode graphique .....	22
III.9 Capacité des bâches de reprises et des réservoirs tampons:.....	23
III.9.1 volume du réservoir de la station de pompage N°1 (SP1) : .....	23
III.9.2 volume du réservoir de la station de reprise N°2 (SP2) : .....	24
III.9.3 volume de la bâche de la station de reprise N°3 (SP3) : .....	26
III.9.4 volume de la bâche de la station de reprise N°4 (SP4) : .....	26
III.9.5 volume du réservoir de Agouni Gueghrane .....	26
III.9.6 volume du réservoir de Tlata .....	27
III.9.7 volume du réservoir d'Ighil N'ait Djennad .....	28
III.10 calcul de différentes dimensions de chaque réservoir .....	30
Conclusion.....	31

### **Chapitre IV : Etude de l'adduction**

Introduction :.....	32
IV.1 les différents types d'adductions .....	32
IV.1.1. Adduction à surface libre.....	32
IV.1.2. Adduction gravitaire en charge .....	32
IV.1.3 Adduction par refoulement.....	32
IV.2 Choix du tracé .....	33

IV.2.1 Proposition de variantes .....	33
IV.2.2 Analyse et choix du tracé .....	34
IV.3 Etudes des variantes .....	34
IV.3.1 Proposition de variantes .....	34
a) Variante N <sup>o</sup> 1 .....	34
b) Variante N <sup>o</sup> 2 .....	35
IV.3.2. Analyse et choix de la variante.....	35
IV.4. Choix de type de canalisation .....	38
IV.5. Calcul hydraulique .....	38
IV.5.1. Méthode de calcul .....	38
a) Cas gravitaire .....	38
b) Cas de refoulement .....	39
IV.5.1.1 Dimensionnement de l'adduction gravitaire.....	41
IV.5.1.2. Dimensionnement de l'adduction par refoulement .....	42
IV.5.1.2.1. Détermination des diamètres économiques .....	42
IV.5.1.3 : Description du tracé .....	49
IV.6. Equipements des conduites .....	50
Conclusion :.....	50

## **Chapitre V : Etude de pompage**

INTRODUCTION .....	51
V.1.Choix de l'emplacement de la station depompage .....	51
V.2. Eléments de base pour le choix de type de pompe .....	51
V.2.1. La hauteur monomérique totale d'élévation .....	52
V.2.2. La hauteur maximale d'aspiration .....	52
V.2.3. La vitesse de rotation.....	52
V.2.4. La vitesse spécifique.....	52
V.2.5 Les courbes caracteristiques d'une pompe.....	52
V.3 Choix du type de pompe.....	53
V.3.1 Refoulement: SP1–Réservoir SP2.....	53
V.3.2. Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3.....	53

V.3.3. Refoulement : SP 3 - Réservoir SP4.....	54
V.3.4. Refoulement : SP 4 - Réservoir Agouni Gueghrane .....	54
V.3.5. Refoulement : SP 4 – Réservoir de Tlata .....	54
V.3.6. Refoulement : SP 4 – Réservoir d’Ighil N’ait Djennad .....	55
V.4. Courbes caractéristiques des pompes .....	55
V.5. Courbe caractéristique de la conduite .....	58
V.6 : Point de fonctionnement.....	59
V.6.1. Refoulement : SP 1 - Bâche SP 2 : .....	60
V.6.2. Refoulement : SP2 - Réservoir SP3 .....	60
V.6.3. Refoulement : SP3 - Réservoir SP4 .....	61
V.6.4. Refoulement : SP4 – Réservoir d’Agouni Gueghrane .....	62
V.6.5. Refoulement : SP4 – Réservoir de Tlata .....	62
V.6.6. Refoulement : SP4 – Réservoir d’Ighil N’ait Djennad .....	63
V.7. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement .....	64
V.7.1. Refoulement : SP1 - Réservoir SP2 .....	65
a) Vannage : .....	65
b) Diminution du temps de pompage .....	65
c) variation de la vitesse de rotation.....	65
V.7.2. Refoulement : SP2 - Réservoir SP3 .....	66
a) Vannage .....	66
b) Diminution du temps de pompage .....	67
c) variation de la vitesse de rotation.....	67
V.7.3. Refoulement : SP3 - Réservoir SP4 .....	67
a) Vannage .....	67
b) Diminution du temps de pompage .....	68
c) variation de la vitesse de rotation.....	68
V.7.4. Refoulement : SP4 - Réservoir d’Agouni Gueghrane.....	68
a) Vannage .....	68
b) Diminution du temps de pompage .....	69
c) variation de la vitesse de rotation.....	69
V.7.5. Refoulement : SP4 - Réservoir de Tlata .....	70
a) Vannage .....	70
b) Diminution du temps de pompage .....	70

c) variation de la vitesse de rotation.....	70
V.7.6. Refoulement : SP4 - Réservoir d'Ighil N'ait Djennad .....	71
V.8. Etude de la cavitation .....	72
V.8.1. Refoulement : SP1 - Réservoir SP2 .....	74
V.8.2. Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3 .....	74
V.8.3. Refoulement : SP3 - Réservoir SP4 .....	75
V.8.4. Refoulement : SP4 - Réservoir d'Agouni Gueghrane.....	76
V.8.5. Refoulement : SP4 - Réservoir de Tlata .....	76
V.8.6. Refoulement : SP4 - Réservoir d'Ighil N'ait Djennad.....	77
V.9 Encombrement des pompes .....	77
V.10. Choix du moteur électrique .....	79
V.10.1. Critères de choix du moteur électrique.....	79
V.10.2. Vitesse de rotation du moteur.....	79
V.10.3. Puissance fournie par le moteur .....	79
V.10.4. Type et caractéristiques du moteur .....	80
V-10-5- Encombrement des moteurs .....	80
V.11. Dimensionnement des bâtiments des stations .....	82
V.11.1. Hauteur du bâtiment .....	82
V.11.2. Longueur du bâtiment .....	82
V.11.3. Largeur du bâtiment.....	83
V.12 Calcul du rendement des stations de pompage.....	83
V.14. Suggestion pour le suivi du système de pompage .....	84
Conclusion.....	84

## **Chapitre VI : Protection de système contre le coup de bélier et la corrosion**

Introduction : .....	85
VI.1. Protection contre le Coup de bélier.....	85
VI.1.1 L'origine du phénomène de coup de bélier .....	85
VI.1.2 Les équipements de protection .....	85
VI.1.2.1 le volant d'inertie .....	85
VI.1.2.2 Chambres ou cheminées d'équilibre .....	86
VI.1.2.3 Chambre d'équilibre unidirectionnelle .....	86

VI.1.2.4 Réservoirs d'air.....	86
VI.1.2.5 Soupapes de décharge.....	87
VI.1.2.6 Bypass.....	87
VI.1.3 Fonctionnement d'un réservoir d'air .....	87
VI.1.4 Protection de la conduite gravitaire.....	88
VI.1.5 Calcul des réservoirs d'air pour les conduites de refoulement.....	89
VI.1.6 Encombrement du réservoir d'air .....	92
VI.1.7 Installation du réservoir d'air.....	93
VI.2. Protection anticorrosion .....	94
VI.2.1 facteurs de la corrosion.....	94
VI.2.2 Moyens de lutte contre la corrosion.....	95
VI.2.3 Protection par revêtement.....	95
VI.2.4. Protection cathodique.....	96
VI.2.5. Corrosion interne des canalisations .....	96
Conclusion.....	97

## **Chapitre VII : Organisation de chantier**

Introduction.....	98
VII.1. Différents tâches à entreprendre .....	98
VII.1.1. Travaux concernant les stations de pompage.....	98
VII.1.2. Travaux concernant l'adduction.....	98
VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs.....	99
VII.2. Calcul des volumes des travaux.....	99
VII.2.1. Calcul des volumes des travaux des stations de pompage.....	99
VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	102
VII.2.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs.....	105
VII.3. Calcul des coûts des travaux.....	118
Conclusion.....	119
CONCLUSION GENERALE.....	120

## Liste des tableaux

Tableau I: Population par commune à l'année du recensement 2008.....	5
Tableau II-1 : évolution de la population de la zone d'étude par commune : .....	9
Tableau II-2 : Evolution de la population aux horizons (2015-2020-2025-2030-2035-2040).	10
Tableau II-3 : Tableau récapitulatif des besoins domestiques .....	11
Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins scolaires .....	12
Tableau II-5 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires .....	12
Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins du bétail .....	13
Tableau II-7: Tableau récapitulatif des besoins des hôtels .....	13
Tableau II-8: Tableau récapitulatif des différentes consommations moyennes journalières ..	14
Tableau II-9: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières .....	14
Tableau II-10: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{min j}$ ; $Q_{moy j}$ ; $Q_{max j}$ :	15
Tableau II-11 : tableau de variation de $\beta_{max}$ et $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitants:.....	16
Tableau II-12 : tableau donnant le coefficient $K_{max h}$ et $K_{min}$ en fonction du nombre d'habitants: .....	16
Tableau II-13 : Le rendement des réseaux jusqu'à 2040 .....	17
Tableau II-14 : les demandes maximales journalier .....	17
Tableau III .1: Evaluation du volume du réservoir de la Station de pompage N1 .....	24
Tableau III .2: Evaluation du volume du réservoir de la Station de pompage N2 .....	25
Tableau III .3: Evaluation du volume du réservoir d'AGOUNI GUEGHRAANE .....	27
Tableau III .4: Evaluation du volume du réservoir de TLATA .....	28
Tableau III .5: Evaluation du volume du réservoir d' I N DJENNAD.....	29
Tableau III .6: Détermination des dimensions des ouvrages de stockage.....	31
Tableau IV.1: Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau : .....	39
Tableau IV.2 : Détermination du diamètre de la conduite gravitaire.....	42
Tableau IV.3. : Frais d'investissement du tronçon point de piquage -bâche de la SP1 .....	42
Tableau IV-4: Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2.....	43
Tableau IV-5: Calcul des frais du tronçon SP1-SP2 .....	43
Tableau IV-6: Calcul de la HMT du tronçon SP2-SP3.....	44
Tableau IV-7: Calcul des frais du tronçon SP2-SP3 .....	44
Tableau IV-8: Calcul de la HMT du tronçon SP3-SP4.....	45
Tableau IV-9: Calcul des frais du tronçon SP3-SP4.....	45
Tableau IV-10: Calcul de la HMT du tronçon SP4- Réservoir d'Agouni Gueghrane.....	46
Tableau IV-11: Calcul des frais du tronçon SP4- Réservoir d'Agouni Gueghrane.....	46
Tableau IV-12: Calcul de la HMT du tronçon SP4-Réservoir de TLATA .....	47
Tableau IV-13: Calcul des frais du tronçon SP4- Réservoir de TLATA .....	47
Tableau IV-14: Calcul de la HMT du tronçon SP4-Réservoir d'Ighil N'ait Djennad .....	48
Tableau IV-15: Calcul des frais du tronçon SP4- Réservoir de TLATA .....	48
Tableau IV-16 caractéristiques des tronçons du système d'adduction.....	49
Tableau V.1: les performances des pompes en fonction de leur nombre.....	53
Tableau V.2 : les performances des pompes en fonction de leur nombre.....	53
Tableau V.3 : les performances des pompes en fonction de leur nombre.....	54

Tableau V.4 . les performances des pompes en fonction de leur nombre.....	54
Tableau V.5 : les performances des pompes en fonction de leur nombre.....	54
Tableau V.6 : les performances des pompes en fonction de leur nombre.....	55
Tableau V.7. : Tableau donnant les courbes caractéristiques des tronçons SP1-SP2, SP2-SP3 et SP3-SP4 :.....	58
Tableau V.8. : Tableau donnant courbes caractéristiques des tronçons SP4-Agouni Gueghrane, SP4-Tlata, SP4- Ighil N'ait Djennad: .....	59
Tableau V.9. Les performances de la pompe après le vannage .....	65
Tableau V.10. Les performances de la pompe après diminution de temps de pompage .....	65
Tableau V.11. Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation .....	65
Tableau V.12. Les performances de la pompe après le vannage .....	66
Tableau V.13. Les performances de la pompe après diminution de temps de pompage .....	67
Tableau V.14. Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation .....	67
Tableau V.15. Les performances de la pompe après vannage .....	67
Tableau V.16. Les performances de la pompe après diminution de temps de pompage .....	68
Tableau V.17. Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation .....	68
Tableau V.18. Les performances de la pompe après le vannage .....	68
Tableau V.19. Les performances de la pompe après diminution de temps de pompage .....	69
Tableau V.20. Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation .....	69
Tableau V.21. Les performances de la pompe après le vannage .....	70
Tableau V.22. Les performances de la pompe après diminution de temps de pompage .....	70
Tableau V.23. Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation .....	70
Tableau V.24. Les performances de la pompe après l'augmentation de la vitesse de rotation	71
Tableau V.25. Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température .....	73
Tableau V.26. Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	79
Tableau V.27. Calcul de la puissance des moteurs électriques ;.....	80
Tableau V.28. Types et caractéristiques des différents moteurs électriques.....	80
Tableau V.29. Dimensions principales des moteurs : .....	82
Tableau V.30. Les dimensions des bâtiments des stations de pompage : .....	83
Tableau V.31. Calcul de rendement de chaque station de pompage.....	84
Tableau VI.1.Les caractéristiques des tronçons de l'adduction de refoulement: .....	91
Tableau VI.2. Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement:.....	91
Tableau VI.3. Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement: .	92
Tableau VI.4. Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:.....	93
Tableau VII.1. Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage .....	101
Tableau VII.2. Volumes de travaux d'une seule station de pompage.....	102
Tableau VII.3. Calcul du volume des déblais de l'adduction .....	103
Tableau VII.4. Calcul du volume du lit de sable.....	103
Tableau VII.5. Calcul du volume de la conduite.....	104
Tableau VII.6. Volumes des travaux de l'adduction.....	105
Tableau VII.7. Calcul du volume du béton armé du réservoir .....	107
Tableau VII.8. Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.....	108
Tableau VII.9. Volumes de travaux des réservoirs jumelés 2*2500 m <sup>3</sup> .....	109

Tableau VII.10: Calcul du volume du béton armé du réservoir.....	110
Tableau VII.11: Volumes de travaux de réservoir rectangulaire 400m <sup>3</sup> de SP4.....	111
Tableau VII.12: Calcul du volume du béton armé du réservoir.....	113
Tableau VII.13: Calcul du volume de béton armé de la chambre de manœuvre.....	113
Tableau VII.14: Volumes de travaux du réservoir de la station de reprise N°2.....	114
Tableau VII.15: Calcul du volume du béton armé du réservoir.....	116
Tableau VII.16: Calcul du volume de béton armé de la chambre de manœuvre.....	116
Tableau VII.17: Volumes de travaux du réservoir de la station de reprise N°2.....	117
Tableau VII.18 volume totale des travaux de tous les réservoirs.....	118
Tableau VII.19: Coût des travaux d'une seule station de pompage.....	118
Tableau VII.20: Coût des travaux de l'adduction.....	118
Tableau VII.21: Coût des travaux des réservoirs.....	119
Tableau VII.22: Bilan des coûts.....	119

## Liste des figures :

Figure I.1: Plan de situation des communes concernées par le projet.....	4
Figure I.2: Plan de situation des chènes d’AEP existantes.....	7
Figure II-1 La répartition des habitants par années de projection.....	10
Figure II-2 : Répartition des besoins maximaux journaliers par commune .....	18
Figure III.1 : Schéma d’un réservoir.....	20
Figure IV.1: Adduction gravitaire en charge .....	32
Figure IV.2 : Adduction par refoulement depuis un réservoir. ....	33
Figure IV.3 : Schéma vertical de la variante N° 1 .....	36
Figure IV.4 : Schéma vertical de la variante N° 2 .....	37
Figure IV.5 :Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation (tronçon SP1- SP2).....	44
Figure IV-6:Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation (tronçon SP2- SP3).....	45
Figure IV-7:Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation (tronçon SP3- SP4).....	46
Figure IV-8:Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation (tronçon SP2- SP3).....	47
Figure IV-9:Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation (tronçon SP4- Réservoir de TLATA.....	48
Figure IV-10:Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation (tronçon SP4- Réservoir d’Ighil N’ait Djennad :.....	49
Figure V.1. Schéma d’une installation Aspiration-refoulement.....	51
Figure V.2: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 10.2.....	56
Figure V.3: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 100 8.1.....	56
Figure V.4: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 150 11.2.....	57
Figure V.5: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 9.2.....	57
Figure V.6 : Point de fonctionnement de la pompe de SP1 .....	60
Figure V.7 : Point de fonctionnement de la pompe de SP2 .....	61
Figure V.8 : Point de fonctionnement de la pompe de SP3 .....	61
Figure V.9 : Point de fonctionnement de la pompe de SP4 vers Aguoni Gueghrane .....	62
Figure V.10 : Point de fonctionnement de la pompe de SP4 vers Tlata : .....	63
Figure V.11 : Point de fonctionnement de la pompe de SP4 vers Ighil N’ait Djennad : .....	63
Figure V.12 :Réglage par diminution de la vitesse de rotation de la pompe 125 10.2 .....	66
Figure V.13 : Réglage par vannage de la pompe 125 10.2 .....	66
Figure V.14 :Réglage par diminution de la vitesse de rotation de la pompe 125 10.2 .....	67
Figure V.15 :Réglage par diminution de la vitesse de rotation de la pompe 125 10.2 .....	68
Figure V.16 :Réglage par diminution de la vitesse de rotation de la pompe 100 8.1 .....	69
Figure V.17 :Réglage par diminution de la vitesse de rotation de la pompe 125 9.2 .....	70
Figure V.18 :Réglage par augmentation de la vitesse de rotation de la pompe 150 11.2 .....	71
Figure V.19: Encombrement des pompes de type Multitec A .....	78
Figure V.20: Planche d’encombrement des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles.....	81
Figure VI.1: Cheminée d’équilibre sur une conduite de refoulement.....	86
Figure VI.2 Réservoir hydropneumatique.....	86
Figure VI.3 : les étapes de fonctionnement d’un réservoir d’air.....	88
Figure VI.4: Planche d’encombrement des réservoirs d’air Hydrofort CHARLATTE .....	92
Figure VI.5 : Schéma d’installation du réservoir d’air.....	94

Figure VI.6 : schéma d'une conduite en fonte protégée par un générateur de courant continu.....	96
Figure VII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite .....	102

## **Liste des planches**

**Planche N°1** : variantes de tracé de l'adduction.

**Planche N°2** : plans des réservoirs jumelés de SP1 et la bête de reprise de SP4.

**Planche N°3** : profil en long (piquage J – réservoir d'Ighil N'ait Djennad).

**Planche N°4** : profils en long (SP4 – réservoir d'Agouni Gueghrane et  
SP4 – réservoir de Tlata).

**Planche N°5** : plan des stations de pompage SP1 ; SP2 et SP3.

**Planche N°6** : plan de la station de pompage SP4.

## INTRODUCTION GENERALE

Lorsqu'on parle de l'eau on pense à la vie et en aucun cas ne sera cette dernière sans l'existence de l'eau ; ce qui est apparent que l'eau est inépuisable d'un point de vue qu'il représente les 3/4 de notre planète, tandis qu'en réalité le taux d'eau douce appropriée à l'homme est très faible et mal répartie, de plus cette ressource à une forte tendance à ce réduire en considérant la croissance démographique et la pollution.

L'Algérie est conduite à étudier et à développer divers procédés permettant d'obtenir de l'eau potable à partir des eaux de la mer, des chotts et la réalisation de gros projets hydrotechniques : barrages, retenues (dans des conditions admissibles techniquement et économiquement).

Parmi ces grands projets, la réalisation de la station de dessalement des eaux de mer de cap djinet wilaya de Boumerdes qui permet l'alimentation en eau potable des villes avoisinantes. Sur les 100 000 m<sup>3</sup>/j dessalés par la station, un volume de 30 000 m<sup>3</sup>/j est destiné aux localités nord de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Ce projet a pour but, d'améliorer les conditions de vie des habitants de sept localités nord de la wilaya et c'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail, soit l'alimentation en eau potable de six communes cotière de la wilaya de tizi ousou dont Afir, Mizrana, Tigzirt, Iflissene, Azzefoune et Ait Chafa.

Vu l'importance du projet, ce mémoire de fin d'étude n'abordera qu'une partie de l'adduction à savoir l'adduction (gravitaire-refoulement) d'un point de piquage sur la conduite alimentant Delys d'un diamètre 1200 mm au trois réservoirs sises a Agouni Gueghrane, Tlata et Ighil N'ait Djennad.

Dans les chapitres suivant, tous d'une importance majeure, nous essayerons de les développer au maximum afin d'établir un bon dimensionnement.

# **CHAPITRE I**

## **Présentation de la zone d'étude**

## **Introduction**

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique nous permet de mener à bien notre travail.

### **I.1. La station de dessalement de Cap Djinet**

La station de dessalement d'eau de mer de Cap Djinet se trouve dans la wilaya de Boumerdes, sur le territoire de la commune de Djinet au lieu-dit Douar Mendel. La zone qui a été identifiée lors de la reconnaissance correspondant aux coordonnées UTM (562'870, 4'078'730), avec une altitude moyenne de 5 m NGA, située à environ 10 km au Nord de Bordj Ménaiel, à proximité de la RN24 pour des raisons évidentes de sécurité et de commodité d'accès.

La station devra permettre la production par dessalement de l'eau de mer d'un débit journalier de 100.000 m<sup>3</sup>/jour en continu.

L'usine de dessalement utilise pour le traitement les procédures suivantes :

- Le prétraitement
  - Physique (filtration)
  - Chimique (oxydation, élimination du chlore résiduel, acidification éventuelle, Séquestration).
- Le traitement par osmose inverse :
  - Les pompes hautes pression avec un système de récupération d'énergie,
  - Les unités d'osmose avec tubes de pression, membranes et accessoires,
  - Un système de nettoyage des membranes,
  - La reminéralisations de l'eau traitée.

### **I.2. Situation géographique**

La zone d'étude prend son départ à la SDEM de cap-djinet (W.BOUMERDES) et son arrivée aux communes littorales de TIZI OUZOU.

La région bénéficiaire de ce projet est limitée:

- Au Nord par : la mer méditerranée ;
- Au Sud par les localités de : Makouda, Boudjima, Timizart, Aghrib, Akerrou et Yakouren ;
- A l'Est par la wilaya de Bejaia
- A l'Ouest par : wilaya de Boumerdes

**AFIR** : limitée par :

- La mer méditerranée au Nord par ;
- La commune de Mizrana à l'est;
- La commune de Taourga au sud ;
- La commune de Dellys à l'ouest.

- ✓ **MIZRANA** : limitée par :
  - La mer méditerranée au nord;
  - La commune de Tigzirt à l'Est,
  - La commune de Makouda au sud,
  - La wilaya de Boumerdes à l'ouest.
- ✓ **TIGZIRT** : limitée par :
  - La mer méditerranée au Nord ;
  - Les communes de Boudjima et Timizart au Sud ;
  - La commune d'Iflissen à l'Est ;
  - La commune de Mizrana à l'Ouest.
- ✓ **IFLISSEN** : limitée par :
  - La mer méditerranée au Nord ;
  - La commune de Timizart au Sud ;
  - Les communes d'Aghrib et d'Azeffoun à l'Est ;
  - La commune de Tigzirt à l'ouest.
- ✓ **AZEFFOUN** : limitée par :
  - La mer méditerranée au Nord ;
  - Les communes d'Aghrib et d'Akerrou au Sud ;
  - La commune d'Ait Chafaa à l'Est ;
  - La commune d'Iflissen à l'Ouest.
- ✓ **AIT CHAFAA** : limitée par :
  - La mer Méditerranée au Nord ;
  - Les communes de Yakouren et de Zekri au Sud ;
  - La commune de Zekri et la wilaya de BEJAIA à l'Est ;
  - Les communes d'Akerrou et d'Azeffoun à l'Ouest.



**Figure I.1:** Plan de situation des communes concernées par le projet

### I.3. Situation géologique

Le site est constitué de l'est à l'ouest d'une ressource minérale non métallique qui est le gré numidiens

➤ **La sismicité :** l'analyse des informations sismologiques disponibles, depuis les plus anciens temps jusqu'à présent (données historiques et instrumentales) montre que la sismicité de la zone d'étude est déterminée par des séismes crustalés ( $5\text{km} \leq h \leq 60\text{km}$ ).

On a remarque que dans les environs immédiats de la zone, le séisme le plus important est de magnitude 6,8 et a été enregistré le 21 mai 2003 dans la wilaya de Boumerdes.

On déduit que la région de l'étude est considérée comme zone à moyenne sismicité.

#### I.4. Situation topographique

La situation topographique de la zone d'étude est déterminée à base d'une carte d'état major au 1/50000.

En coordonnées polaires, la zone d'étude est située entre les parallèles 4° 38' 30'' Est et 4° 02' 30'' Ouest et entre les méridiens 36° 54' 30'' Nord et 36° 41' 00'' Sud.

L'altitude varie entre 85m NGA au niveau de oued Sébaou et 865m NGA au niveau de Tléta (Boudjima) ce qui donne en général, un relief très accidenté avec des pentes considérables.

#### I.5. Situation climatique

La zone d'étude contient un poste climatologique au niveau de la commune de Tizirt à collecte mensuelle.

Elle jouit d'un climat méditerranéen humide à hiver frais et à été sec et chaud.

**I.5.1. Pluviométrie :** Vu sa situation bonde littorale, la zone connaît une pluviométrie importante. La précipitation moyenne annuelle varie de 700 à 800 mm/an.

**I.5.2. Température :** les températures varient selon l'altitude. La moyenne tourne autour de 17°C.

**I.5.3. Vent :** Les vents sont mesurés sur les deux stations de Tizirt et de Tizi Ouzou, ils viennent surtout de L'Ouest (30%), du Nord ouest (25%) entre 13h et 18h et de l'Est (27%) dans la matinée.

Le sirocco à lieu généralement entre le mois de Juin et le mois d'Août.

#### I.6. Situation démographique

La population par commune de la zone bénéficiaire du projet, a été tirée de l'annuaire statistique de la wilaya de Tizi Ouzou, conformément à l'année de recensement de 2008. Elle est donnée dans le tableau ci dessous :

**Tableau I.1:** Population par commune à l'année du recensement 2008

Communes	Taux d'urbanisation (%)	Population en 2008 (hab)
MIZRANA	0	9469
TIGZIRT	66,89	11962
IFLISSEN	0	14311
AZEFFOUN	36,78	16847
AIT CHAFAA	0	3775
AFIR	100	5373
<b>Total</b>		<b>61737</b>

## **I.7. Situation hydraulique**

Actuellement ces communes sont alimentées de la manière suivante

Les localités de, Tigzirt, Mizrana, Iflissen sont alimentées par la chaîne MTI (Mizrana-Tigzirt-Iflissen) à partir des forages dont certains sont situés sur les rives de oued Sébaou et d'autre au pied du massif de Tamgout

- La commune de Mizrana est alimentée par Le réservoir tampon 1000 m<sup>3</sup> de Agouni Gueghrana représente le nœud névralgique du système. Toutes les agglomérations sont alimentées gravitairement par ce réservoir.

- La commune de Tigzirt est alimentée depuis le réservoir 1000 m<sup>3</sup> de Aït Said (commune de Mezrana)

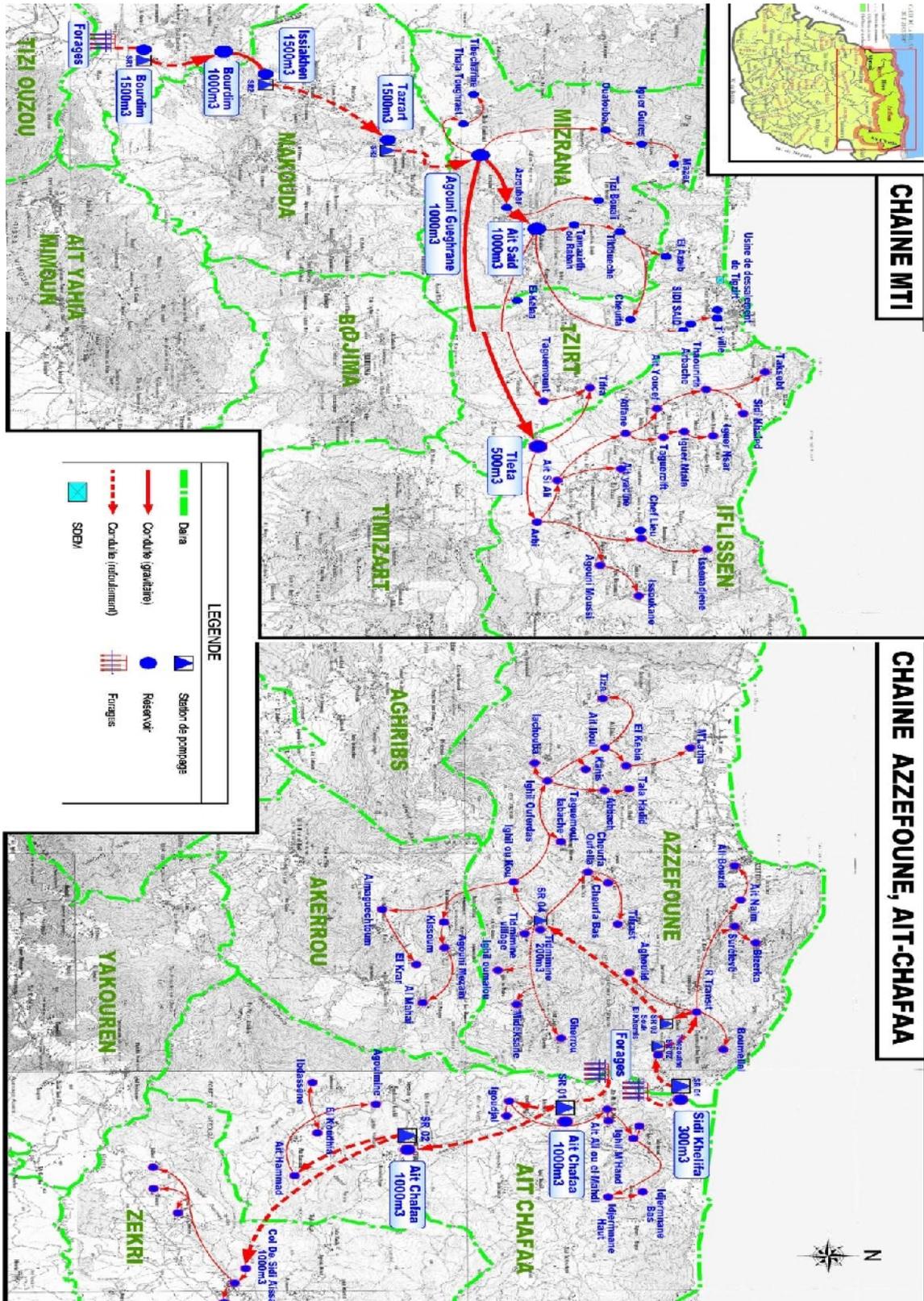
- La commune de Iflissene est alimentée principalement par une conduite gravitaire depuis le réservoir Ait Said 1000 m<sup>3</sup> alimente l'agglomération de Taguemount et arrive à la Bâche de reprise de la station de Tifra. Depuis cette station l'eau est refoulée vers le réservoir tampon 500 m<sup>3</sup> de Tleta, et depuis ce réservoir des conduites gravitaires acheminent l'eau vers les réservoirs des agglomérations de la commune.

- Les agglomérations de la commune d'Aït Chafaa est alimentées principalement par des forages situés dans le champ de captage de la vallée d'Oued Sidi Mohamed Ben Youcef..

- La commune d'Afir est alimentée à partir des forages situés au niveau d'oued sibaou

Des déficits en alimentation en eau potable sont enregistrés actuellement pour ces communes ainsi la suspension de quelques forages (problème de colmatage),

Ces deux problèmes sont en croissance dans les horizons 2020, 2030 et 2040.



## **Conclusion**

Suite aux difficultés que vivent les localités concernées, du point de vue alimentation en eau potable et d'autres difficultés comme le colmatage des forages,

Pour cela, la direction générale d'Algérienne Des Eaux (ADE) a lancée un projet pour améliorer les conditions de vie des habitants de ces localités afin de satisfaire leur besoins jusqu'à l'horizon 2040.

Notre travail s'inscrit dans ce contexte, soit l'alimentation en eau potable de ces six (06) communes.

## **CHAPITRE II**

### **Estimation de la population et des besoins en eau**

## Introduction :

L'estimation de la population et les besoins en eau à un horizon de calcul nous exige de connaître l'évolution des ces agglomérations au cours des années passées ainsi de fixer pour chaque catégorie de consommateur une dotation, cette dotation est définie comme un débit journalier qu'on offre à chaque consommateur (habitant, agent, élève, lit,...etc.).

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

### II-1 : Situation démographique et son évolution

Cette analyse est essentielle pour toutes les actions d'aménagement qui seront Programmer pour satisfaire les besoins en eau de la population.

Pour apprécier cette évolution quantitative de la population, il est nécessaire d'observer les taux d'accroissement enregistrés durant les trois (03) périodes 77/87, 87/98 et 1998/2008 (voir le tableau ci après).

**Tableau II-1** : Evolution de la population de la zone d'étude par commune :

Désignation des communes	RGPH 1977	RGPH 1987	Taux d'acc. 77/87	RGPH 1998	Taux d'acc. 87/98	RGPH 2008	Taux d'acc. 98/2008
AZZEFOUN	9366	14008	4, 10	16096	1, 27	16 847	0,5
AIT CHAFFAA	2837	3543	2, 25	3865	0, 79	3 775	-0,2
TIGZIRT	7387	9069	2, 07	10414	1, 27	11 962	1,4
IFLISSEN	8918	12686	3, 59	14641	1, 31	14 311	-0,2
MIZRANA	5500	8438	4, 37	8586	1, 17	9 469	0,1
AFIR	-	-	-	4451	1,9	5373	1,58

Source : ADE d'Oued Semmar (Alger)

Ces résultats montrent une baisse sensible du taux d'accroissement de la population, Cette tendance à la baisse du taux d'accroissement est observée également d'une façon sensible pour toutes les communes durant la dernière décennie, on relève même une déperdition de la population dans les communes de AIT CHAFFAA et IFLISSEN.

La projection des populations à différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique sur la base du dernier recensement de la population RGPH 2008 et des taux d'accroissements de la population de (77/87, 87/98, 98/2008), calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

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

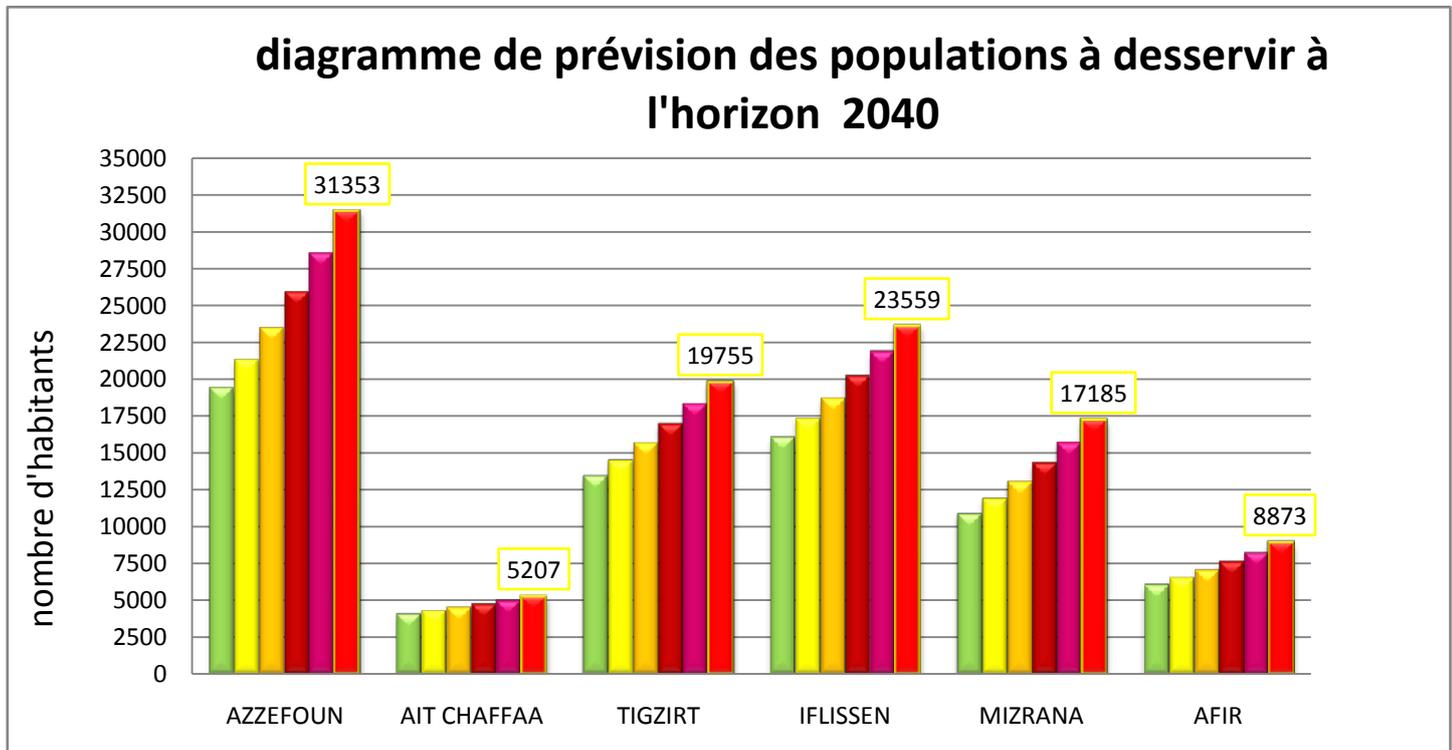
- P<sub>n</sub>: la population à l’horizon de calcul;
- P<sub>0</sub>: la population de l’année de référence ;
- T : taux d’accroissement naturel de la population en pourcentage ;
- n : nombre d’années séparant l’année de référence et l’horizon de calcul.

Nous donnons, ci-dessous, la population estimée aux horizons 2015, 2020, 2025, 2030, 2035 et 2040 c’est à dire l’horizon de calcul jusqu’ à 2040, (28 ans)

**Tableau II-2** : Evolution de la population aux horizons (2015-2020-2025-2030-2035-2040).

communes	RGPH 2008 (habs)	taux d'acc en %	population en 2015	population en 2020	population en 2025	population en 2030	population en 2035	population en 2040
AZZEFOUN	16847	1,96	19299	21266	23433	25821	28453	31353
AIT CHAFFAA	3775	1,01	4050	4259	4478	4709	4952	5207
TIGZIRT	11962	1,58	13349	14438	15615	16888	18265	19755
IFLISSEN	14311	1,57	15960	17253	18650	20161	21794	23559
MIZRANA	9469	1,88	10788	11841	12996	14265	15657	17185
AFIR	5373	1,58	5996	6485	7014	7585	8204	8873

D’après le tableau II-2, la population en 2040 sera égale à **105932** habitants



**Figure II-1** La répartition des habitants par années de projection

**II-2- L'évaluation de la consommation moyenne journalière :**

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

Vu le niveau de vie, les habitudes sanitaires des gens, le niveau hygiénique et son évolution future, la dotation est arrêtée à 150 litres / jour / habitant en raison de la forte demande à l'horizon 2040 d'après la (DREW de TIZI OUZOU).

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

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

Q<sub>moy,j</sub>:débit moyen journalier

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

N: nombre d'habitants

**Tableau II-3 :** Tableau récapitulatif des besoins domestiques

localité	Nombre d'habitants 2040	Dotation (l/j/hab)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
<b>AZZEFOUN</b>	31353	150	4702,95
<b>AIT CHAFFAA</b>	5207	150	781,05
<b>TIGZIRT</b>	19755	150	2963,25
<b>IFLISSEN</b>	23559	150	3533,85
<b>MIZRANA</b>	17185	150	2577,75
<b>AFIR</b>	8873	150	1330,95
<b>total</b>	<b>105932</b>	150	<b>15889,8</b>

D'après le tableau II-3 le débit moyen journalier est égal à : **15889.8 m<sup>3</sup>/j** c'est-à-dire ;

$$Q_{moy,j} = 183.91 \text{ l/s}$$

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

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

**Tableau II-4:** Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Localités	Equipements	Effectifs (élèves.)	dotation (l/j/élève)	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
<b>AZZEFOUN</b>	13 primaires	1165	20	23,3
	3 CEM	1221	20	24,42
	2 lycées	810	20	16,2
	1 CFPA	400	20	8
<b>AIT CHAFFAA</b>	3 primaires	194	20	3,88
	1 CEM	253	20	5,06
	1 CFPA	350	20	7
<b>TIGZIRT</b>	3 Crèches	91	20	1,82
	8 primaires	856	20	17,12
	2 CEM	1089	20	21,78
	2 lycées	1043	20	20,86
	1 CFPA	525	20	10,5
<b>IFLISSEN</b>	10 primaires	732	20	14,64
	2 CEM	791	20	15,82
<b>MIZRANA</b>	8 primaires	508	20	10,16
	1 CEM	381	20	7,62
<b>TOTAL</b>				<b>208,18</b>

**II -2-3 : Besoins sanitaires**

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

**Tableau II-5 :** Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Localités	Equipements	nbr d'unités	dotation (l/j/unité)	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
<b>AZZEFOUN</b>	1 hôpital	36 lits	150	5,4
	1 polyclinique	80 malades	50	4
	6 salles de soins	530 malades	50	26,5
<b>AIT CHAFFAA</b>	1 polyclinique	20 malades	50	1
	3 salles de soins	30 malades	50	1,5
<b>TIGZIRT</b>	1 hôpital	53 lits	150	7,95
	1 polyclinique	100 malades	50	5
	5 salles de soins	280 malades	50	14
<b>IFLISSEN</b>	1 polyclinique	6 malades	50	0,3
	8 salles de soins	400 malades	50	20
<b>MIZRANA</b>	1 polyclinique	6 malades	50	0,3
	5 salles de soins	80 malades	50	4
<b>TOTAL</b>				<b>89,95</b>

**II -2-4 : Besoins du bétail**

Les zones rurales sont généralement connues par les activités agricoles qui sont importantes. Les besoins sont récapitulés dans le tableau suivant :

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

DESIGNATION DES COMMUNES	OVINS	DOTATION L/J/TETE	BOVINS	DOTATION L/J/TETE	CAPRINS	DOTATION L/J/TETE	Qmoyj (m3/j)
AZEFFOUN	3 180	8	1 483	80	4 030	8	176,32
AIT CHAFAA	1 894	8	708	80	2 819	8	94,344
TIGZIRT	2 720	8	1 005	80	640	8	107,28
IFLISSEN	3 360	8	2 453	80	2 100	8	239,92
MIZRANA	3 400	8	2 510	80	1 950	8	243,6
<b>TTOTAL</b>							<b>861,46</b>

**II -2-5 : Besoins des hôtels**

Vu la vocation touristique de notre zone d'étude, elle contient beaucoup d'hôtels, Leurs besoins sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II-7:** Tableau récapitulatif des besoins des hôtels

Localités	NBR D'HOTEL	NBR de chambre	dotation (l/j/chambre)	Qmoyj (m <sup>3</sup> /j)
AZEFFOUN	6	123	230	28,29
TIGZIRT	9	156	230	35,88
IFLISSEN	1	24	230	5,52
<b>TOTAL</b>				<b>69,69</b>

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

**Tableau II-8:** Tableau récapitulatif des différentes consommations moyennes journalières

localité	besoins domestiques (m3/j)	besoins sanitaires (m3/j)	besoins scolaires (m3/j)	besoins du bétail (m3/j)	besoins des hôtels (m3/j)	TOTAL (m3/j)
<b>AZZEFOUN</b>	4702,95	35,9	71,92	176,32	28,29	5015,38
<b>AIT CHAFFAA</b>	781,05	2,5	15,94	94,344	-	893,834
<b>TIGZIRT</b>	2963,25	26,95	72,08	107,28	35,88	3205,44
<b>IFLISSEN</b>	3533,85	20,3	30,46	239,92	5,52	3830,05
<b>MIZRANA</b>	2577,75	4,3	17,78	243,6	-	2843,43
<b>AFIR</b>	1330,95	-	-	-	-	1330,95
<b>total</b>	<b>15889,8</b>	<b>89,95</b>	<b>208,18</b>	<b>861,464</b>	<b>69,69</b>	<b>17119,09</b>

**II-2-6 : Récapitulation des différentes consommations moyennes journalières**

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2040 sont donnés pour chaque commune dans le tableau suivant.

**Tableau II-9:** Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Localité	Qmoy j (m3/j)
<b>AZZEFOUN</b>	5015,38
<b>AIT CHAFFAA</b>	893,834
<b>TIGZIRT</b>	3205,44
<b>IFLISSEN</b>	3830,05
<b>MIZRANA</b>	2843,43
<b>AFIR</b>	1330,95
<b>Total</b>	<b>17119,084</b>

A l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers totaux des communes concernées sont estimés à **17119,09m<sup>3</sup>/j**, soit un débit de **198,14 l/s**.

**II-3- Détermination des consommations maximales et minimales journalières**

La consommation d'eau n'est pas constante dans le temps, dans une année il existe une journée où elle atteint son maximum, idem il existe une journée où elle sera minimum c'est en fonction des jours, des semaines et des mois.

Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité  $K_{max j}$  et  $K_{min j}$ .

$$K_{max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

**II-3-1- Consommation maximale journalière ( $Q_{max j}$ )**

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année.

Il s'obtient par la relation suivante:

$$Q_{max j} = K_{max j} * Q_{moy j} \tag{II-3}$$

Où:

$K_{max j}$  : coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1,1 et 1,3

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

$$D'où : Q_{max j} = 1,3 * Q_{moy j}$$

**II-3-2- Consommation minimale journalière ( $Q_{min j}$ )**

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année.

Il sera déterminé par la relation suivante :

$$Q_{min j} = K_{min j} * Q_{moy j} \tag{II-4}$$

Où:

$K_{min j}$  : coefficient d'irrégularité minimale qui varie entre 0,7 et 0,9

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

$$Q_{min j} = 0,9 * Q_{moy j}$$

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

**Tableau II-10:** Tableau récapitulatif des consommations journalières  $Q_{min j}$  ;  $Q_{moy j}$  ;  $Q_{max j}$  :

LOCALITE	$Q_{moy j}$ (m3/j)	$K_{min j}$	$Q_{min j}$ (m3/j)	$K_{max j}$	$Q_{max j}$ (m3/j)
AZZEFOUN	5015,38	0,9	4513,84	1,30	6519,99
AIT CHAFFAA	893,834	0,9	804,45	1,30	1161,98
TIGZIRT	3205,44	0,9	2884,90	1,30	4167,07
IFLISSEN	3830,05	0,9	3447,05	1,30	4979,07
MIZRANA	2843,43	0,9	2559,09	1,30	3696,46
AFIR	1330,95	0,9	1197,86	1,30	1730,24
<b>TOTAL</b>	<b>17119,08</b>	0,9	<b>15407,18</b>	1,30	<b>22254,81</b>

### II-4- Variation des débits horaires

Le débit journalier subit des variations durant les 24 heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par les coefficients  $K_{max h}$  et  $K_{min h}$  dits respectivement, coefficient de variation maximale horaire et coefficient de variation minimale horaire.

$$K_{max h} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

$$K_{min h} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

$$\text{D'où : } Q_{moy h} = \frac{Q_{max j}}{24} \tag{II-5}$$

$$Q_{min h} = K_{min h} * Q_{moy h} \tag{II-6}$$

$$Q_{max h} = K_{max h} * Q_{moy h} \tag{II-7}$$

Par ailleurs, les coefficients  $K_{max h}$  et  $K_{min h}$  sont décomposés à leur tour en deux coefficients  $\beta$  et  $\alpha$

Dont :

$\beta$  est lié à l'accroissement de la population il prend des valeurs max et min,

$\alpha$  il tient compte du développement industriel, du retard de la consommation ainsi des habitudes de la population il varie entre 1.2 à 1.4 pour  $\alpha_{max}$  et de 0.4 à 0.6 pour  $\alpha_{min}$

Donc on peut écrire :

$$K_{max h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \tag{II-8}$$

$$K_{min h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \tag{II-9}$$

Pour notre cas :

on prend :  $\alpha_{max} = 1,3$  et  $\alpha_{min} = 0,5$

$\beta_{max}$  et  $\beta_{min}$  sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau II-11** : tableau de variation de  $\beta_{max}$  et  $\beta_{min}$  en fonction du nombre d'habitants:

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
$\beta_{min}$		0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

**Tableau II-12** : tableau donnant le coefficient  $K_{max h}$  et  $K_{min}$  en fonction du nombre d'habitants:

LOCALITE	Nombre d'habitants 2040	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{max h}$	$\alpha_{min}$	$\beta_{min}$	$K_{min h}$
AZZEFOUN	31353	1,3	1,15	1,495	0,5	0,61	0,305
AIT CHAFFAA	5207	1,3	1,44	1,872	0,5	0,23	0,115
TIGZIRT	19755	1,3	1,22	1,586	0,5	0,49	0,245
IFLISSEN	23559	1,3	1,19	1,547	0,5	0,52	0,26
MIZRANA	17185	1,3	1,23	1,599	0,5	0,47	0,235
AFIR	21837	1,3	1,18	1,534	0,5	0,51	0,255

**II-5- Evaluation de rendement du réseau :**

Les pertes entre la ressource brute amont (SDEM) et le consommateur peuvent être séparées comme suit :

- pertes sur l’adduction,
- pertes et consommations d’eau liée au traitement,
- pertes sur les réseaux de distribution.

Le tableau ci après représente les rendements des réseaux depuis l’an 2000, d’après la direction Algérienne Des Eaux (ADE) de Oued semmar.

**Tableau II-13 :** Le rendement des réseaux jusqu'à 2030

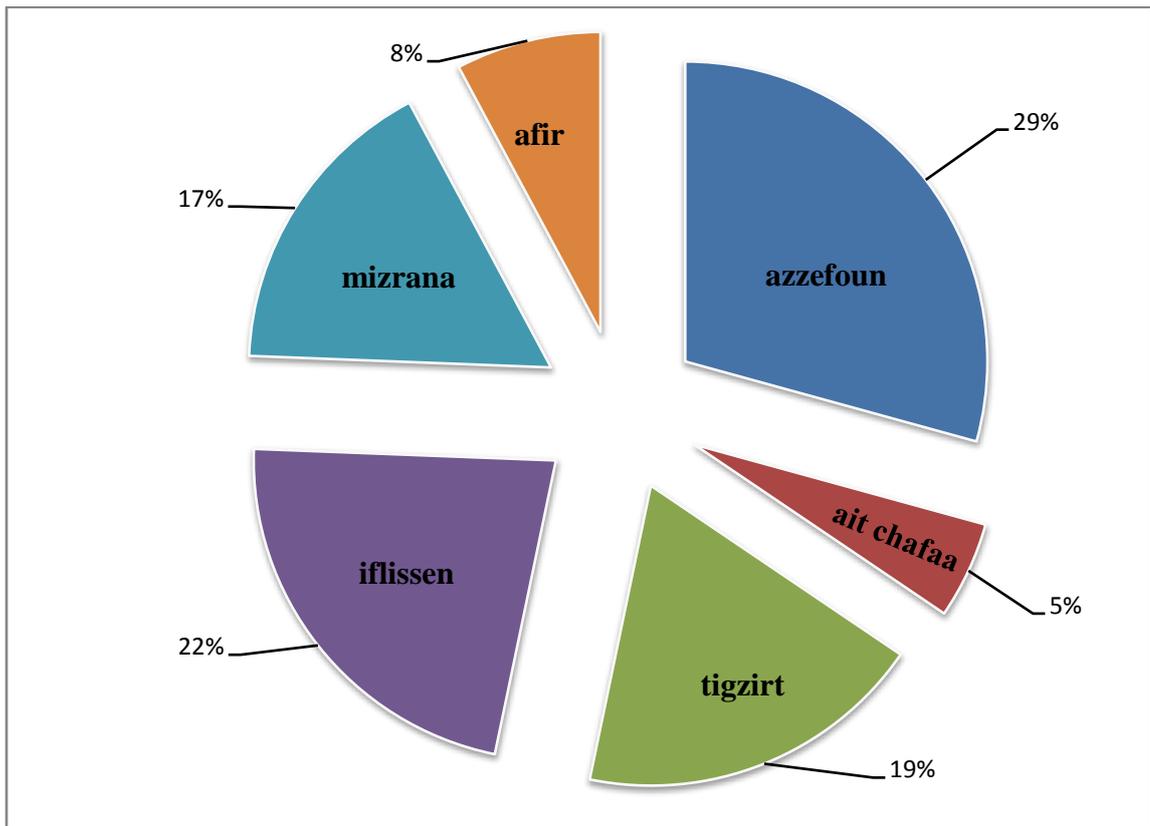
<b>Horizon</b>	2000	2010	2020	2030
<b>Rendement des communes</b>	50%	70%	75%	80%

Pour la suite de l’étude un rendement moyen de 70% pourra être considéré afin de satisfaire les besoins actuels et d’assurer largement les demandes de consommation future.

Les débits maximums journaliers demandés par chaque commune sont représentés dans le tableau suivant

**Tableau II-14 :** les demandes maximales journalier

<b>LOCALITE</b>	<b>Q maxj théorique (m3/j)</b>	<b>Rendement (%)</b>	<b>Q demandé m3/j</b>
<b>AZZEFOUN</b>	6519,99	70	8475,99
<b>AIT CHAFFAA</b>	1161,98	70	1510,58
<b>TIGZIRT</b>	4167,07	70	5417,19
<b>IFLISSEN</b>	4979,07	70	6472,78
<b>MIZRANA</b>	3696,46	70	4805,40
<b>AFIR</b>	1730,24	70	2249,31
<b>TOTAL</b>	<b>22254,81</b>	70	<b>28931,25</b>



**Figure II-2 :** Répartition des besoins maximaux journaliers par commune

Pour la détermination du débit de pointe, on opte pour la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur [extrait de l'ouvrage d'AEP d'ABRAMOV (édition 1982)]

## 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 à l'horizon 2040, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des baches d'eau ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

# **CHAPITRE III**

## **Etude des réservoirs**

## Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques dans un système d'alimentation en eau potable, ils servent à plusieurs fonctions différentes, ils demandent une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir convenablement leur rôle.

### III.1 Rôle des réservoirs : [1]

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Régularité des pressions dans le réseau.
- Réserve incendie garantie
- Ils jouent le rôle d'un relai ils s'appellent également réservoirs tampons.

### III.2 Les exigences techniques dans la construction des réservoirs : [2]

Un bon réservoir doit satisfaire à différents impératifs :

- Résistance : le réservoir doit, dans toutes ses parties, d'équilibrer les efforts auxquels il est soumis,
- Etanchéité : il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite.
- Durabilité : le réservoir doit durer dans le temps, c'est-à-dire que le matériau : béton, dont il est constitué, doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il contient.

Enfin le contact avec le béton du parement intérieur du réservoir ne doit pas altérer la qualité du liquide emmagasiné.

### III.3 Classification des réservoirs :

D'après la situation des lieux les réservoirs peuvent être :

- Enterrés
- Semi-enterrés
- Sur le sol
- Surélevés (château d'eau)

### III.4 Tuyauterie dans les réservoirs :

- **Conduite d'arrivée** : elle doit arriver de préférence par le fond ou par le bas ou en siphon noyé à l'opposé de la conduite de départ.
- **Conduite de départ** : elle prend son départ à 15 cm à partir de niveau d'incendie, son extrémité amont est dotée d'une crépine coudée pour éviter le phénomène de vortex.

Si le réservoir est doté de la réserve d'incendie cette conduite prend départ à deux (02) prises

- **Conduite de trop-plein** : chaque cuve doit avoir une conduite trop plein pour éviter le débordement du réservoir en cas ou une pompe ne s'arrête pas.
- **Conduite de vidange** : elle permet la vidange de réservoir en cas de nettoyage ou d'entretien, elle est mené d'un robinet vanne qui doit être nettoyé à chaque vidange.
- **Conduite by-pass** : elle est reliée entre la conduite d'arrivée et celle de départ, son rôle c'est d'isoler le réservoir en cas de nécessité sans perturber la consommation.
- **Système de matérialisation d'incendie** : c'est une distribution spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau d'incendie est atteint, On distingue deux (02) systèmes soit à deux prises soit à siphon

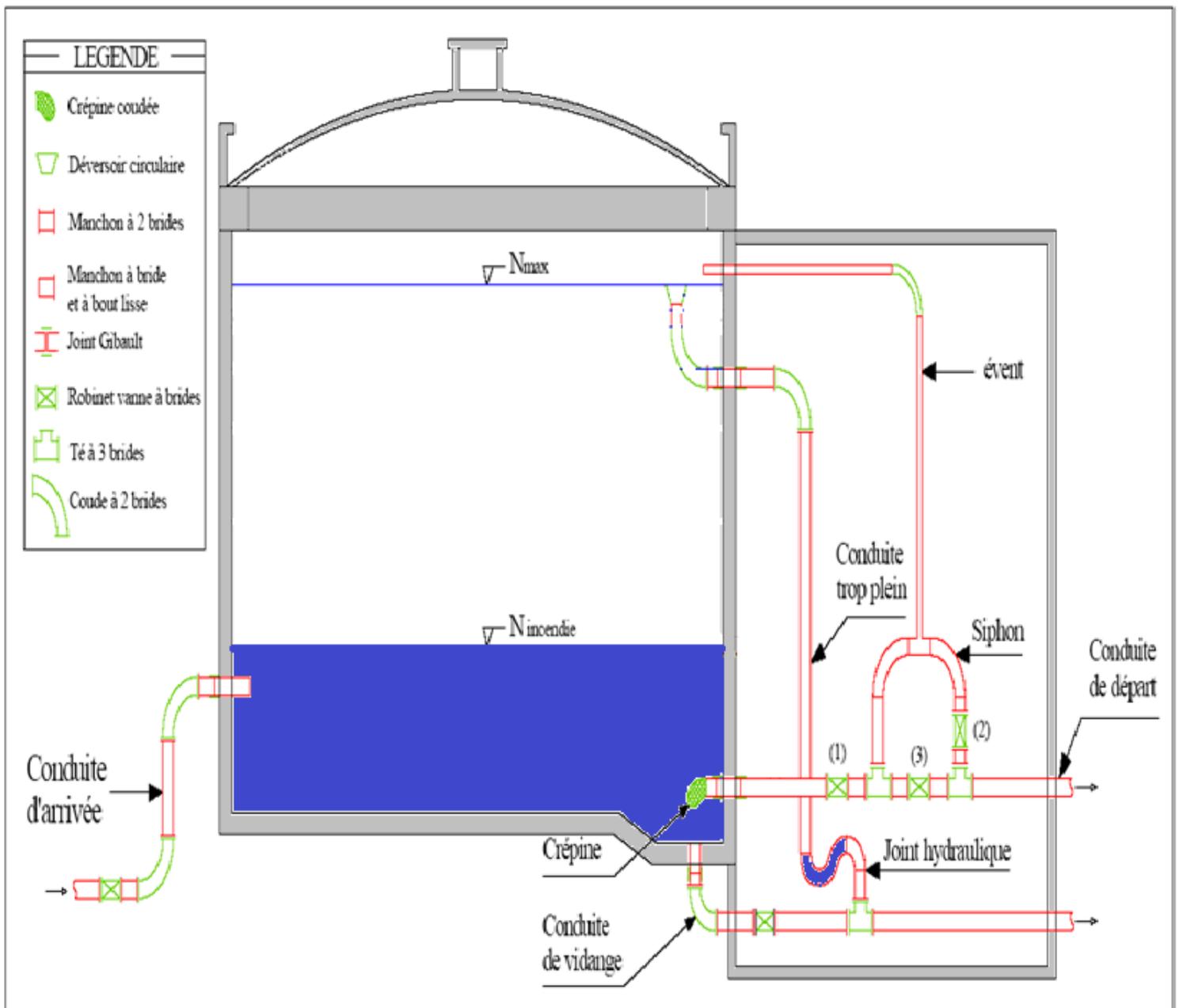


Figure III.1 : Schéma d'un réservoir.

### III.5 Entretien des réservoirs:

Les structures des réservoirs doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs étapes telle que :

- Isolement et vidange de la cuve ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service

### III.6 Emplacement des réservoirs :

L'emplacement des réservoirs est fonction de la topographie, du relief de telle manière à pouvoir satisfaire les besoins des différents consommateurs avec une pression suffisante pendant les heures de pointe, par conséquent :

La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote du réseau de distribution.

### III.7 Choix de la forme des réservoirs [2]

La forme en plan d'un réservoir peut être quelconque cependant il ya des réservoirs carrés ou rectangulaire et bien sur la plus souventes c'est la forme circulaire, donc pour faire un choix de la forme on doit de le justifier,

On citera deux raisonnements

➤ A volume et hauteur donnés, donc à surface en plan (S) donnée le développement de paroi le plus faible conduira au réservoir le moins couteux.

1-Pour un carré le périmètre  $p = 4\sqrt{S}$

2-Pour un cercle est de :  $p = 4\sqrt{4\pi S} = 3.57\sqrt{S}$

3-Pour un rectangle de cotés a et b = ka, avec k>1,00 est :

$$p = \frac{2(k+1)\sqrt{k}}{k} \sqrt{S} = y\sqrt{S}$$

K=1	2	3	4
Y=4	4.23	4.61	5

Jusqu'à ici on voit que la forme circulaire est la moins couteuse.

- Les réservoirs sont soumis à la pression hydrostatique du liquide contenu et on sait que la figure d'équilibre des pressions radiale uniformes est un cercle.
- Un réservoir circulaire ne sera don soumis qu'à un effort normal de traction.
- Si P est la pression uniforme, l'effort normal sera :

$$F = P \frac{d}{2}$$

$$\text{Mais } d = \sqrt{\frac{4s}{\pi}} = 1.13\sqrt{s} \implies F=0.565P\sqrt{s}$$

Dans un réservoir carré de cote  $a=\sqrt{s}$ , l'effort normal est :

$$F=\frac{Pa}{2} = \frac{P\sqrt{s}}{2} = 0.500P\sqrt{s}$$

Il est légèrement plus petit que dans le cas du réservoir circulaire, mais par contre, la paroi sera soumise à un important moment de flexion qui nécessitera beaucoup plus de béton et d'acier:

$$M=\frac{Pa^2}{12} = \frac{Ps}{12}$$

Finalement, on remarque que la forme circulaire est la moins couteuse

Donc c'est la variante choisit.

### III.8 Capacité des réservoirs :

Le calcul de la capacité des réservoirs est fonction des débits entrant et de débit sortant, augmenté éventuellement de débit d'incendie.

Il existe deux (02) méthodes pour la déterminer

#### III.8.1 Méthode analytique :

Le volume de régulation est calculé par la formule :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \text{ (m3)} \quad \text{(III-1)}$$

a: fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%),

$Q_{\max,j}$  : débit maximum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

Le volume totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad \text{(III-2)}$$

$V_t$  : volume totale du réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;

$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de  $60 \text{ m}^3/\text{h}$  ce qui nous donne un volume de **120  $\text{m}^3$**  (C'est un volume minimum).

#### III.8.2 Méthode graphique:

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extrêmes de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{\max} = |V|^+ |V|^- \quad \text{(III-3)}$$

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

$$V_r = \frac{Q_{\max.j} * R_{\max}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III-4})$$

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}}.$$

### III.9 Capacité des bâches de reprises et des réservoirs tampons:

La bache de reprise et les réservoirs tampons dans notre cas jouent un rôle transitoire. Leur dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

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

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\max.j} * t}{2} \quad (\text{III-5})$$

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)

#### III.9.1 volume du réservoir de la station de pompage : N°1 (SP1) :

Le réservoir de la station de pompage (SP1) sera alimentée gravitaire ment par le point de piquage J qui se situe à une cote de 4 m NGA avec une pression de 20m, en suite il alimente les pompes de cette station qui sont installées en charge, ces dernières refoulent vers la bache de la station de reprise.

Le débit entrant à la station de pompage (SP1) est de 1205.46 m<sup>3</sup>/h, soit un débit de 334 ,8 l/s.

Alors le volume de ce réservoir est déterminé par la méthode analytique

Tableau III .1: Evaluation du volume du réservoir de la Station de pompage SP1

Heure	Arrivée à la SP1	Refolement de la SP1	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	5	--	0,83	13,36
1-2	4,17	5	--	0,83	12,53
2-3	4,17	5	--	0,83	11,7
3-4	4,17	5	--	0,83	10,87
4-5	4,17	5	--	0,83	10,04
5-6	4,17	5	--	0,83	9,21
6-7	4,17	5	--	0,83	8,38
7-8	4,17	5	--	0,83	7,55
8-9	4,17	5	--	0,83	6,72
9-10	4,17	5	--	0,83	5,89
10-11	4,17	5	--	0,83	5,06
11-12	4,17	5	--	0,83	4,23
12-13	4,17	5	--	0,83	3,4
13-14	4,17	5	--	0,83	2,57
14-15	4,17	5	--	0,83	1,74
15-16	4,17	5	--	0,83	0,91
16-17	4,17	5	--	0,83	0
17-18	4,17	0	4,17	--	4,17
18-19	4,17	0	4,17	--	8,34
19-20	4,17	0	4,17	--	12,51
20-21	4,17	0	4,17	--	<b>16,68</b>
21-22	4,17	5	--	0,83	15,85
22-23	4,17	5	--	0,83	15,02
23-24	4,17	5	--	0,83	14,19
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>16,68%</b>	<b>16,68%</b>	--

Avec :  $Vr = \frac{a * Q_{max,j}}{100}$  (m3)

Donc  $Vr = \frac{16,68 * 28931,25}{100} = 4825,73 \text{ m}^3$

On opte pour un volume total de **5000 m<sup>3</sup>** partagé entre deux réservoirs jumelés de **2500m<sup>3</sup>** chacun.

**III.9.2 volume du réservoir de la station de reprise N°2 (SP2) :**

Le réservoir de la SR N°2 à double rôles, il alimente les pompes de la station de reprise SP2, Comme il assure aussi un débit gravitaire pour le réservoir de AFIR,

Rappelant que le débit total  $Q_{\max j} = 28931,25 \text{ m}^3/\text{j}$  dont  $2249,31 \text{ m}^3/\text{j}$  pour alimenter gravitairement la localité d'AFIR.

Alors le volume de ce réservoir sera déterminé comme suit :

**Tableau III .2:** Evaluation du volume du réservoir de la Station de pompage SP2

Heure	Arrivée à la SP2	Refolement vers SP3	depart vers AFIR	depart de SP2	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	0,256
1-2	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	0,32
2-3	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	0,384
3-4	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	0,448
4-5	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	0,512
5-6	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	0,576
6-7	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	0,64
7-8	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	0,704
8-9	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	0,768
9-10	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	0,832
10-11	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	0,896
11-12	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	0,96
12-13	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	1,024
13-14	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	1,088
14-15	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	1,152
15-16	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	1,216
16-17	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	1,28
17-18	0	0	0,32	0,32	0	0,32	0,96
18-19	0	0	0,32	0,32	0	0,32	0,64
19-20	0	0	0,32	0,32	0	0,32	0,32
20-21	0	0	0,32	0,32	0	0,32	0
21-22	5	4,611	0,325	4,936	0,064		0,064
22-23	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	0,128
23-24	5	4,611	0,325	4,936	0,064	0	0,192
Total	100%	92,220%	7,780%	100%			--

$$V_r = \frac{1,28 * 28931,25}{100} = 370,32 \text{ m}^3$$

On opte pour un volume total normalisé de **500 m<sup>3</sup>**.

**III.9.3 volume de la bache de la station de reprise N°3 (SP3) :**

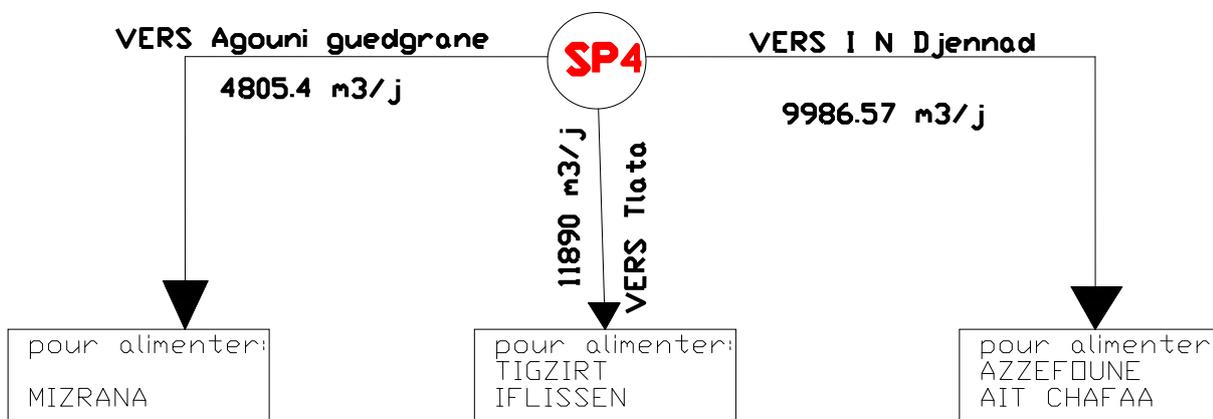
la station de reprise SP3 se situe à une cote de 549,75 mNGA elle a pour rôle de refouler l'eau venant de la station de pompage SP2 vers la station de pompage SP4 elle assurera un pompage avec un débit journalier de 26681,94 m3/j

$$Vb = \left( \frac{26681,94}{20} \right) * 1/4 = 333,52m3$$

On opte pour un volume total de 400 m<sup>3</sup>.

**III.9.4 volume de la bache de la station de reprise N°4 (SP4) :**

Cette station a pour objectif de refouler l'eau venant de la station de pompage SP3 vers les trois (03) réservoirs principale d'Agouni Gueghrane, de tlata et d'Ighil Nait Djennad comme est représenté dans la figure suivante :



$$Vb = \left( \frac{26681,94}{20} \right) * 1/4 = 333,52m3$$

On opte pour un volume total de 400 m<sup>3</sup>

**III.9.5 volume du réservoir de Agouni Gueghrane :**

C'est un réservoir qui reçoit de l'eau venant de la station de pompage SP4 et alimente gravitairement la commune MIZRANA :

Son volume est calculé comme suit

Tableau III .3: Evaluation du volume du réservoir d'AGOUNI GUEGHRANE

Heure	Arrivée	depart	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	5	4,17	0,83	0	3,35
1-2	5	4,17	0,83	0	4,18
2-3	5	4,17	0,83	0	5,01
3-4	5	4,17	0,83	0	5,84
4-5	5	4,17	0,83	0	6,67
5-6	5	4,17	0,83	0	7,5
6-7	5	4,17	0,83	0	8,33
7-8	5	4,17	0,83	0	9,16
8-9	5	4,17	0,83	0	9,99
9-10	5	4,17	0,83	0	10,82
10-11	5	4,17	0,83	0	11,65
11-12	5	4,17	0,83	0	12,48
12-13	5	4,17	0,83	0	13,31
13-14	5	4,17	0,83	0	14,14
14-15	5	4,17	0,83	0	14,97
15-16	5	4,17	0,83	0	15,8
16-17	5	4,16	0,84	0	16,64
17-18	0	4,16	0	4,16	12,48
18-19	0	4,16	0	4,16	8,32
19-20	0	4,16	0	4,16	4,16
20-21	0	4,16	0	4,16	0
21-22	5	4,16	0,84	0	0,84
22-23	5	4,16	0,84	0	1,68
23-24	5	4,16	0,84	0	2,52
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100,000%</b>			--

$$V_r = \frac{16,64 * 4805,4}{100} = 799,6m^3$$

Donc le volume totale du réservoir égal à :

$$V_t = 799.61+120=919.62 \text{ m}^3$$

- 120 : c'est la réserve d'incendie

On opte pour un volume final normalisé de **1000 m<sup>3</sup>**

### III.9.6 volume du réservoir de Tlata :

C'est un réservoir qui reçoit de l'eau venant de la station de pompage SP4 et alimente gravitairement les communes de TIGZIRT et IFLISSEN :

Son volume est calculé comme suit ;

Tableau III.4: Evaluation du volume du réservoir de TLATA

Heure	Arrivée	depart	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	5	4,17	0,83	0	3,35
1-2	5	4,17	0,83	0	4,18
2-3	5	4,17	0,83	0	5,01
3-4	5	4,17	0,83	0	5,84
4-5	5	4,17	0,83	0	6,67
5-6	5	4,17	0,83	0	7,5
6-7	5	4,17	0,83	0	8,33
7-8	5	4,17	0,83	0	9,16
8-9	5	4,17	0,83	0	9,99
9-10	5	4,17	0,83	0	10,82
10-11	5	4,17	0,83	0	11,65
11-12	5	4,17	0,83	0	12,48
12-13	5	4,17	0,83	0	13,31
13-14	5	4,17	0,83	0	14,14
14-15	5	4,17	0,83	0	14,97
15-16	5	4,17	0,83	0	15,8
16-17	5	4,16	0,84	0	16,64
17-18	0	4,16	0	4,16	12,48
18-19	0	4,16	0	4,16	8,32
19-20	0	4,16	0	4,16	4,16
20-21	0	4,16	0	4,16	0
21-22	5	4,16	0,84	0	0,84
22-23	5	4,16	0,84	0	1,68
23-24	5	4,16	0,84	0	2,52
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100,000%</b>			--

$$Vr = \frac{16,64 * 11890}{100} = 1978,5m^3$$

Donc le volume totale du réservoir égal à :

$$Vt = 1978,5 + (2 * 120) = 2218,5 m^3$$

On opte pour un volume final normalisé de **2500 m<sup>3</sup>**

### III.9.7 volume du réservoir d'Ighil N'ait Djennad :

C'est un réservoir qui reçoit de l'eau venant de la station de pompage SP4 et alimente gravitairement les communes d'AZZEFOUNE et AIT CHAFAA :

Son volume est calculé comme suit ;

Tableau III .5: Evaluation du volume du réservoir d IGHIL N'AIT DJENNAD

Heure	Arrivée	depart	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	5	4,17	0,83	0	3,35
1-2	5	4,17	0,83	0	4,18
2-3	5	4,17	0,83	0	5,01
3-4	5	4,17	0,83	0	5,84
4-5	5	4,17	0,83	0	6,67
5-6	5	4,17	0,83	0	7,5
6-7	5	4,17	0,83	0	8,33
7-8	5	4,17	0,83	0	9,16
8-9	5	4,17	0,83	0	9,99
9-10	5	4,17	0,83	0	10,82
10-11	5	4,17	0,83	0	11,65
11-12	5	4,17	0,83	0	12,48
12-13	5	4,17	0,83	0	13,31
13-14	5	4,17	0,83	0	14,14
14-15	5	4,17	0,83	0	14,97
15-16	5	4,17	0,83	0	15,8
16-17	5	4,16	0,84	0	16,64
17-18	0	4,16	0	4,16	12,48
18-19	0	4,16	0	4,16	8,32
19-20	0	4,16	0	4,16	4,16
20-21	0	4,16	0	4,16	0
21-22	5	4,16	0,84	0	0,84
22-23	5	4,16	0,84	0	1,68
23-24	5	4,16	0,84	0	2,52
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>			--

$$V_r = \frac{16,64 * 9986,57}{100} = 1661,77 m^3$$

Donc le volume totale du réservoir égal à :

$$V_t = 1661,77 + (2 * 120) = 1902 m^3$$

On opte pour un volume final normalisé de **2000 m<sup>3</sup>**

### III.10 calcul de différentes dimensions des réservoirs :

Comme on a démontré avant que la forme circulaire est plus économique et plus stable que la forme rectangulaire pour des réservoirs de capacité inférieure à 10000 m<sup>3</sup>.

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

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{III-6})$$

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>) ;

$S$  : section du réservoir (m<sup>2</sup>) ;

$D$  : diamètre de la cuve (m) ;

$h$  : hauteur utile optimale d'eau (m),

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule la hauteur utile comme suit :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (\text{III-7})$$

- La section de la cuve :

La section est calculée comme suit :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{III-8})$$

..

La hauteur totale H du réservoir :

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule:

$$H = h + R \quad (\text{III-9})$$

Avec :

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

$h$ : hauteur d'eau (m);

$R$  : revanche (m), qui varie de 0.25 à 1m

- La hauteur de la réserve d'incendie :

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{III-10})$$

$h_{inc}$  : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

☞ **Remarque :**

Vus la distribution de réservoir de la station de pompage N°4 (encombrement des conduites de départ), la forme rectangulaire sera la plus fiable,

Ses dimensions seront déterminées comme suit :

$$\text{On a:} \quad V=L*B*H \quad (\text{III-11})$$

Avec des itérations on trouve les dimensions optimums pour ce réservoir

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

**Tableau III .6:** Détermination des dimensions des ouvrages de stockage

ouvrage	CR (mNGA)	volume (m3)	diamètre de la cuve (m)	hauteur utile (m)	section de la cuve (m2)	hauteur totale (m)	hauteur d'incendie (m)
<b>réservoir de la SP1</b>	107,75	2*2500	<b>24</b>	5,5	452,16	<b>6</b>	/
<b>réservoir de la SP2</b>	326,75	500	<b>11</b>	5,3	94,99	<b>6</b>	/
<b>bâche de la SP3</b>	549,75	400	<b>10</b>	5,1	78,50	<b>5,5</b>	/
<b>bâche de la SP4</b>	730,75	400	<b>L=15 B=6</b>	4,44	90	<b>5</b>	/
<b>réservoir d'Agouni Gueghrane</b>	895	1000	<b>15</b>	5,7	176,63	<b>6</b>	0,68
<b>réservoir de Tlata</b>	855	2500	<b>24</b>	5,5	452,16	<b>6</b>	0,53
<b>réservoir d'Ighil Nait Djennad</b>	910	2000	<b>22</b>	5,26	379,94	<b>6</b>	0,74

## Conclusion

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités en question.

L'acheminement de l'eau jusqu'à ces réservoirs s'effectuera par l'intermédiaire de quatre stations de reprise, ainsi dimensionnées et moyennant des conduites d'adduction mixte (gravitaire-refoulement) qui sont l'objet du chapitre suivant.

# **CHAPITRE IV**

## **Etude de l'adduction**

## Introduction :

Une conduite d'adduction c'est une conduite qui est destinée à transporter l'eau d'un point vers un autre dont elle n'assure pas l'alimentation des habitants en toute sa longueur, l'écoulement de l'eau est généralement unidimensionnel avec un régime turbulent, on trouve des adductions gravitaires, adductions par refoulement et adductions mixtes.

### IV.1 les différents types d'adductions :

On distingue trois types d'adductions :

#### IV.1.1. Adduction à surface libre

Les canaux à écoulement libre ont des pentes généralement faibles et des vitesses moyennes. Leur construction est souvent onéreuse et encombrante.

L'adduction par canaux et aqueducs est principalement utilisée pour transporter des volumes importants sur de grandes distances.

Ces ouvrages impliquent un tracé régulier et sans contre-pente. Les ouvrages de franchissement (ponts, galeries, siphons) sont souvent indispensables et coûteux.

#### IV.1.2. Adduction gravitaire en charge

Actuellement, sauf pour de très gros débits, c'est l'adduction sous pression qui a généralement la préférence. Lorsque la conduite est très longue, il est préférable de la diviser en longs tronçons séparés par des points hauts proches de la ligne piézométrique; ceci afin de limiter les dégâts en cas de rupture et pour faciliter les arrêts et mises en route (figure IV-1).

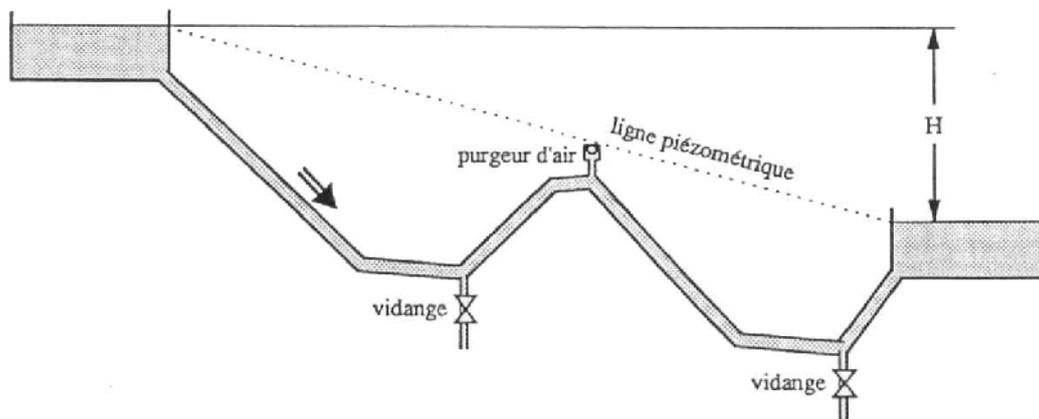


Figure IV-1: Adduction gravitaire en charge

#### IV.1.3 Adduction par refoulement

Il est nécessaire de prévoir des systèmes de relevage lorsque le niveau de captage est inférieur au niveau de stockage ou de distribution. On parle de pompage ou de relevage lorsque l'énergie fournie sert à relever physiquement le fluide, et de compresseur lorsque cette énergie sert à augmenter la pression dans le réseau aval.

Lors de la conception de la conduite de refoulement, il s'agit de:

- rechercher le tracé en plan le plus court possible;
- éviter au maximum les contre-pentes ainsi que les points hauts (risque de rupture des canalisations en cas d'arrêt);

- rechercher le profil en long le plus régulier possible.

Les points importants pour la conception d'une station de pompage sont :

- recherche de la pompe ou de la combinaison de pompes adéquate;
- détermination des volumes nécessaires au fonctionnement;

Assurer la permanence du fonctionnement (pompe(s) de secours, groupes électrogènes, appareils de protection ...).

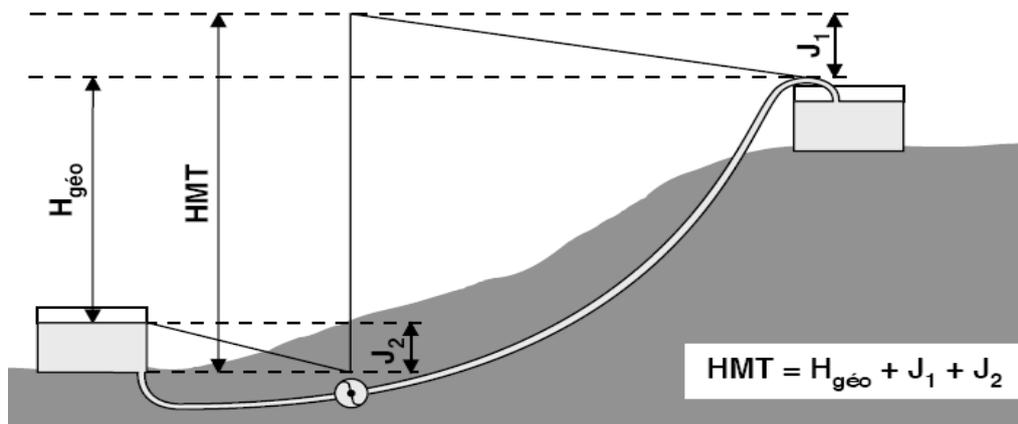


Figure IV-2 : Adduction par refoulement depuis un réservoir.

## IV.2 Choix du tracé

Le choix se fait en recherchant le tracé le plus directe entre la source et le point d'accumulation, il est basé sur la reconnaissance du terrain, en général on essaye le maximum de suivre les routes et les chemins existants afin de faciliter l'accès aux réparations et à l'entretien en cas de nécessité.

### IV.2.1 Proposition de variantes :

Le choix du tracé de la conduite d'adduction est une étape primordiale dans un projet d'AEP, car un mauvais choix conduit à une dépense plus d'argent (projet moins économique) et à rencontrer des problèmes dans la conception du projet,

Pour notre projet, on a proposé deux (02) tracés qui sont possibles et plus économiques en même temps (voir la planche N°1).

#### 1<sup>ère</sup> variante :

La première variante consiste à débuter par le point de piquage **J** suivant la route nationale RN 25 vers le sud jusqu'au village Ben Choud, elle suivra une route goudronnée menant vers Oulad Mahdjouh et Sidi Yahya, pour atteindre la route nationale RN 24, Ensuite elle suivra cette dernière jusqu'au village de Mazer commune de Mizrana, puis elle prendra le chemin de wilaya CW 3 jusqu'à Agouni Gueghrane, Enfin elle suivra la route nationale RN 71 pour aller jusqu'à Tlata et Ighil Nait Djennad.

#### 2<sup>ème</sup> variante :

Dans cette variante, la conduite d'adduction débutera elle aussi par le point de piquage **J** et suivra la route nationale RN 25 au sud jusqu'à la sortie de village Oulad Keddache, elle prendra la route menant à Cherraba passant par les villages de Ben Hamza et Oulad Hmida,

Puis elle traversera le chemin de wilaya CW 154 pour arriver à la route nationale RN 71, Enfin elle suivra cette route pour aller jusqu'aux Agouni Gueghrane, Tlata et Ighil N'ait Djennad.

#### **IV.2.2 Analyse et choix du tracé**

Les deux tracés proposés peuvent être réalisés, mais on a quelques remarques à faire pour le choix final du tracé

- Le 1<sup>er</sup> tracé est plus long que le 2<sup>eme</sup> tracé,
- Le 1<sup>er</sup> tracé contient plus de déviation que le 2<sup>eme</sup> tracé,
- Au point de vue sur le relief le 1<sup>er</sup> tracé demandera plus d'ouvrage que le 2<sup>eme</sup> tracé.

D'après ces remarques on décide de choisir le tracé N 2 car il sera plus fiable au point de vue technique.

#### **IV.3 Etudes des variantes :**

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat des stations de pompage.

Pour notre projet c'est de projeter une chaîne d'adduction qui transportera le débit calculé à partir du point de piquage J (11 m N.G.A. ; CP =144.97 m N.G.A.) jusqu'au réservoir d'Ighil N'ait Djennad projeté à une cote de 914,1 m N.G.A.

##### **IV.3.1 Proposition de variantes :**

Avant de se lancer dans la proposition des variantes, nous signalons que le tracé de la conduite est imposé par faute de données (absence d'un levé topographique complet de la zone d'étude et que les variantes sont émises en jouant sur les côtes d'implantation des stations de pompage sur le tracé imposé (schéma directeur de l'adduction réalisé par le bureau d'étude coréen DMEC).

##### **a) Variante N°1 :**

Dans cette variante, le système d'adduction est mixte gravitaire refoulement il est constituée de quatre (04) stations de pompage.

- La première station de pompage (SP1) située dans le village de Ben Hamza à une cote de 107,75 mNGA, elle refoule l'eau vers la deuxième station de pompage (SP2) située à la sortie de village Ouled Hmida avec une cote de terrain de 326,75 mNGA.,
- la deuxième station de pompage (SP2) alimente gravitairement la localité d'Afir et refoule l'eau vers la station de pompage (SP3) située à une cote 549,60 mNGA
- La station de pompage (SP3) refoule l'eau vers la station de pompage(SP4) située à une cote de 730,75 mNGA
- La station de pompage (SP4) alimente les trois réservoirs d'Agouni gueghrane, Tlata et d'Ighil n'ait djennad par refoulement (figure IV.3).

**b) Variante N°2 :**

Dans cette variante, le système d'adduction est mixte, il est constitué de quatre (04) stations de pompage et un réservoir tompon.

- La première station de pompage (SP1) setue à une cote de 107,75 mNGA, elle refoule l'eau vers la deuxième station de pompage (SP2) situé a une cote de 326,75 mNGA,.
- la deuxième station de pompage (SP2) alimente gravitairement la localité d'Afir et refoule l'eau vers un réservoir tompon situé à une cote 704,8 mNG
- Le réservoir tompon alimente gravitairement la station de pompage (SP3) située à une cote 679.5 mNGA
- La station de pompage (SP3) refoule l'eau vers la station de pompage(SP4) située à une cote de 820 mNGA
- La station de pompage (SP4) alimente les trois réservoirs d'Agouni gueghrane, Tlata et d'Ighil n'ait djennad par refoulement (figure IV.4).

**IV.3.2. Analyse et choix de la variante**

Les deux variantes proposé ont une même longueur puisque elles suivent un même tracé, et même quelques station de pompages comme :

La première station de pompage SP1 imposé hydrauliquement par le point de piquage J

La station de pompage SP2 est imposée afin de remplir bien son rôle,

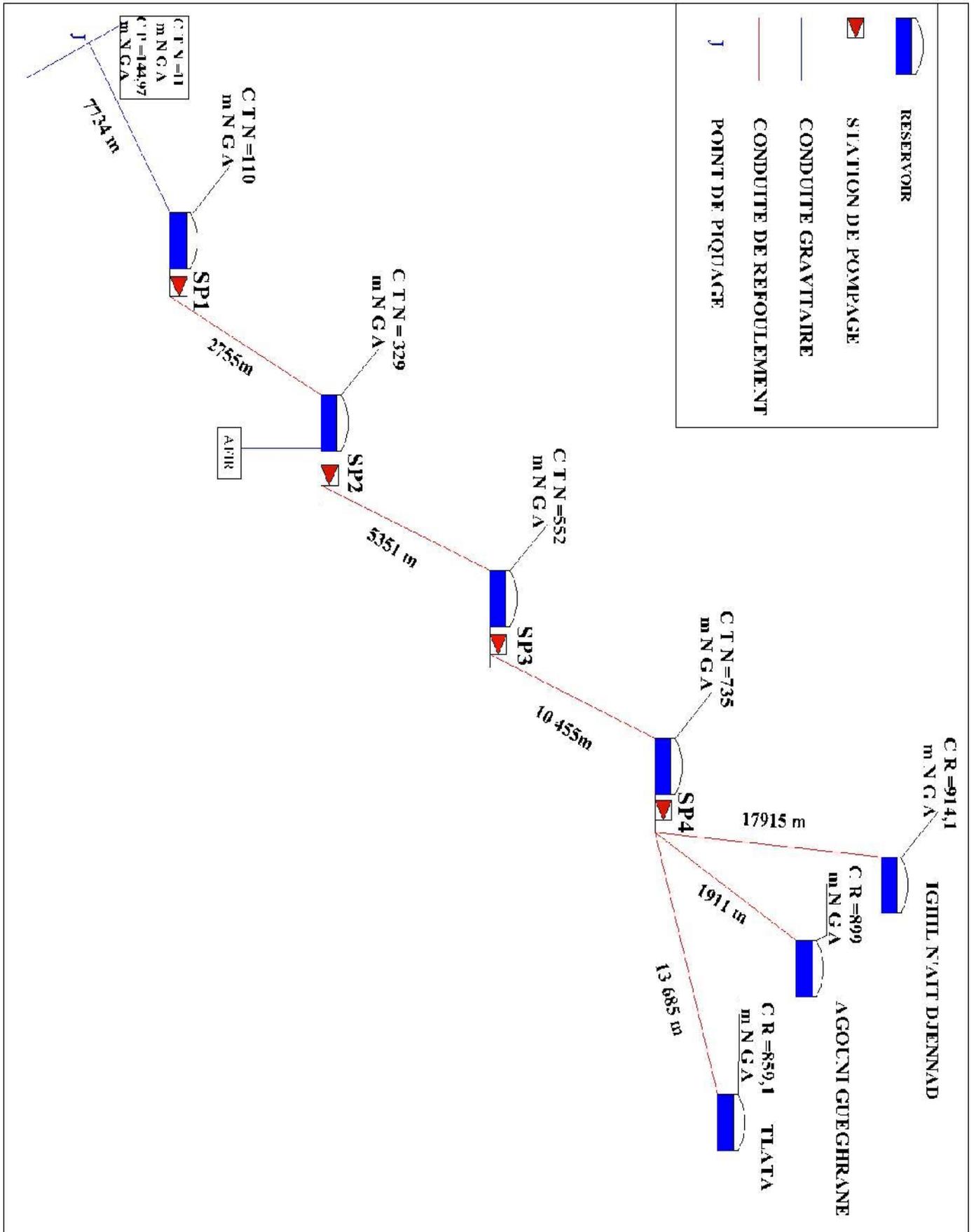
Donc :

La première variante prévoit quatre stations de pompage pour élever l'eau à une hauteur totale de 804 m soit une hauteur d'élévation d'environ 201m pour chacune d'elles,

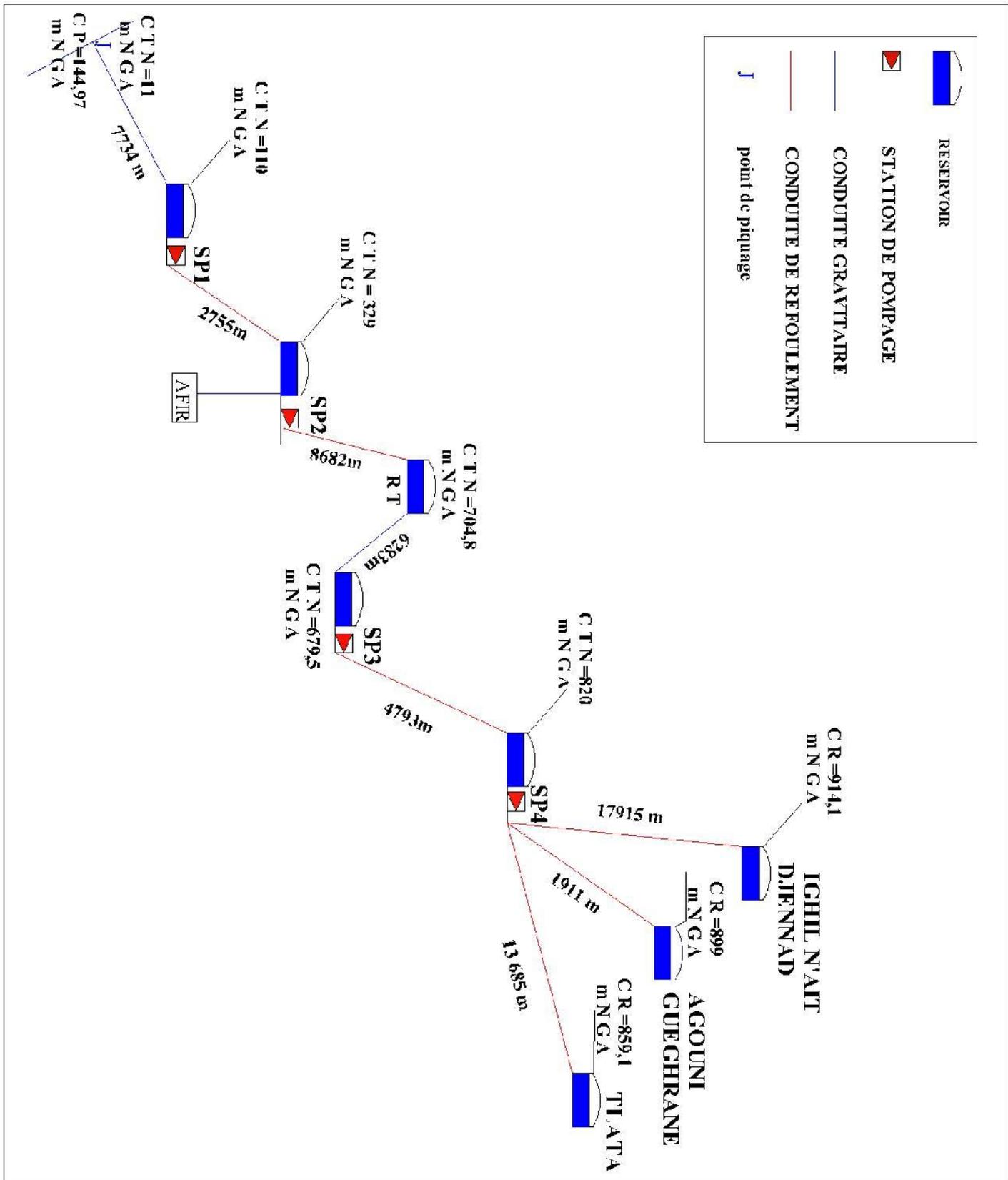
La variante N°2 prévoit aussi quatre stations de pompage et un réservoir tompon, donc c'est une adduction mixte, mais dans cette variante on voit que la hauteur d'élévation pour la station de pompage SP2 égale à 375,8 ce qui est déconseillé vu la nécessité de mise en place des groupes électropompes prototypes. En plus il prévoit des conduites spéciales qui supporte une telle pression, ainsi la variante N°2 demande beaucoup de travaux géni civil dont un réservoir tompon de plus par rapport à la variante N°1

**Conclusion**

Vu ses avantages, la variante N° 1 est la meilleure du point de vue technique



**Figure IV.3 :** Schéma vertical de la variante N° 1



**Figure IV.4 :** Schéma vertical de la variante N° 2

#### IV.4. Choix de type de canalisation [6]

Le choix de type de canalisation se fait sur deux aspects à savoir ;

Technique :

- le diamètre
- la pression à supporter
- les conduites de manutention (transport, pose,..)
- agressivité du sol

Economique :

- le cout de la conduite et la disponibilité sur le marché.
- Le cout des travaux d'installation des conduites
- Le cout des joints des conduites

Sur la base de l'étude géophysique réalisée par le bureau d'étude (DMEC) montre que le terrain est plus conducteur que résistant par sa composition argileuse prédominante, qui peut être susceptible de causer une prépondérante corrosion, nous recommandant une protection cathodique de la conduite.

Donc on opte pour le PVC ou la fonte ductile comme matériau de la canalisation étant donné qu'ils résistent à la corrosion, Sachant que pour les gros diamètres, le PVC est plus coûteux que la fonte ductile alors dans notre projet, on opte pour la fonte ductile.

#### IV.5. Calcul hydraulique :

##### IV.5.1. Méthode de calcul [3], [4]

###### a) Cas gravitaire

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV.1)$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m);

$K'$  : Coefficient de frottement ;

$L_e$  : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

$L_{e_s}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).

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

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

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont donnés dans le tableau IV.1

**Tableau IV.1:** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types de tuyau :

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (IV.2)$$

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,001735$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 5,3$

**b) Cas de refoulement**

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donné par les relations :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonnin}) \quad (IV.3)$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bress}) \quad (IV.4)$$

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

$Q$  : débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s).

**Remarque :** La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite  $\leq 1$  Km)

**\* Hauteur manométrique totale**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (IV.5)$$

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

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (IV.6)$$

$\Delta h_p^{lin}$  : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbakh}) \quad (IV.7)$$

$g$  : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;

$Q$  : Débit à refouler (m<sup>3</sup>/s) ;

$L$  : longueur géométrique de la conduite (m) ;

$\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{IV.8})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left( \frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{IV.9})$$

$R_e$  : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{IV.10})$$

$V$  : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

$D$  : diamètre de la conduite (m) ;

$\varepsilon$  : Rugosité absolue de la conduite ;

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

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (\text{IV.11})$$

$t$  : température de l'eau en degré;

A  $t = 20^\circ\text{C}$ :  $\nu = 0,01 \text{ Stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

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

$$\mathbf{K_s = K_0 + \alpha T} \quad (\text{IV.12})$$

-  $\mathbf{k_0}$  : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.

-  $\mathbf{\alpha}$  : le coefficient de vieillissement de conduite ( $\alpha = 0,04 \text{ mm/an}$ ) à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT » (voir Annexe I).

-  $\mathbf{T}$  : la durée d'utilisation de la conduite ( $T = 28 \text{ ans}$ ).

Alors,  $\mathbf{K_s = 0,8 + 0,04 * 28 = 1,92 \text{ mm}}$

### Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient  $\lambda$ , ce dernier est estimé par la formule (IV.8)

### \* Puissance de pompage

$$P = \frac{g * Hmt * Q}{\eta} \quad (\text{IV.13})$$

$P$  : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $\text{m/s}^2$ ) ;

$Hmt$  : Hauteur manométrique totale (m) ;

$Q$  : Débit à refouler ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$\eta$  : rendement de la station de pompage (70 %).

### \* Energie consommée par le pompage

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \quad (\text{IV.14})$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

**\*Frais d'exploitation :**

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

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad (IV.15)$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

**\*Frais d'amortissement :**

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (IV.16)$$

$P_{rc}$ : prix de la conduite en (DA)

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

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

i: Taux d'annuité annuel,  $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement,  $n = 30$  ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,08883 = 8,883 \%$$

**IV.5.1.1 Dimensionnement de l'adduction gravitaire**

**1/ Tronçon : (point de piquage-SP1) :**

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la côte piézométriques au point de piquage est de **144.97 mNGA**, on procède par un tâtonnement, tel que :

- On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible entre le point de piquage et la première station de reprise projetée ;
- On donne une côte piézométrique à la première station de reprise projetée;
- On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule (IV.2) ;
- On choisit la côte nous donnant un diamètre normalisé.

Le tableau suivant résume les résultats trouvés

**Tableau IV.2 :** Détermination du diamètre de la conduite gravitaire

Côte d'arrivée	Perte de charge totale	Longueur géométrique	longueur totale	Diamètre calculé
(m.NGA)	(m)	(m)	(m)	(mm)
100	34,97	7710	8481	562,0
105	29,97	7725	8497,5	578,9
110	24,97	7734	8507,4	599,3
115	19,97	7742	8516,2	625,2

A partir des résultats de tâtonnement, On constate qu'avec une côte piézométrique d'arrivée de **110 mNGA**, le diamètre normalisé de l'adduction gravitaire est unique, il est de **600 mm**.

#### \* La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.  
On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

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

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m<sup>3</sup>/s) ;

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

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$\text{A.N: } V = \frac{4 * 334,85 * 10^{-3}}{3,14 * 0,6^2} \Rightarrow V = 1,18 \text{ m/s}$$

#### -Les frais d'investissement

Les frais d'investissement du tronçon point de piquage - bache de la SP1 figurent dans le tableau suivant.

**Tableau IV.3 :** Frais d'investissement du tronçon point de piquage - bache de la SP1

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Amortissement annuel	Investissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
600	36623	7734	283242282	0,08883	25160412

### IV.5.1.2. Dimensionnement de l'adduction par refoulement :

#### IV.5.1.2.1. Détermination des diamètres économiques:

On a toutes les longueurs des conduites de refoulement supérieures à 1 Km  
Donc le calcul du diamètre économique se fait à base de la formule de BONNIN (IV.3).

**2/ Tronçon: SP1 - bêche de la SP2 :**

Les données nécessaires pour le calcul suivant sont :

$$Q_{\max,j} = 28931,25 \text{ m}^3/\text{j}, \quad L = 2755 \text{ m}, \quad H_g = 219 \text{ m}$$

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP1) est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\max,j}}{t * 3600} \quad (\text{IV.16})$$

$Q_{\text{exp}}$  : Débit d'exploitation ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$Q_{\max,j}$  : Débit maximum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;

$t$  : Durée de fonctionnement de la station par jour,  $t = 20 \text{ h}$ .

$$Q_{\text{exp}} = \frac{28931,25}{20 * 3600} = 0,4018 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avant de commencer le calcul économique on calcule le diamètre par la (IV.3)

**A.N :**

$$D = \sqrt{0,40182} = 0,633\text{m} \text{ Donc } D = 633 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **300 et 800 mm**

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux IV.4, IV.5:

Tableau IV-4: Calcul de la HMT du tronçon SP1-SP2

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{\text{lin}}$ (m)	$\Delta H_{\text{tot}}$ (m)	$H_g$ (m)	HMT (m)
300	2755	401,82	5,69	<b>0,033</b>	717,00	788,70	219	1007,70
400	2755	401,82	3,20	0,03	141,89	156,08	219	375,08
500	2755	401,82	2,05	0,028	40,58	44,64	219	263,64
<b>600</b>	<b>2755</b>	<b>401,82</b>	<b>1,42</b>	<b>0,027</b>	<b>14,89</b>	<b>16,38</b>	<b>219</b>	<b>235,38</b>
700	2755	401,82	1,04	0,026	6,33	6,97	223	229,97
800	2755	401,82	0,80	0,025	3,00	3,30	219	222,30

Tableau IV-5: Calcul des frais du tronçon SP1-SP2

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	$F_{\text{amort}}$ (MDA)	P (K Watt)	E (KWh)	$F_{\text{exploit}}$ (MDA)	Bilan (MDA)
300	22354	2755	5,42	5674,57	41424328	193,45	198,87
400	26120	2755	6,33	2112,15	15418682	72,01	78,34
500	29452	2755	7,14	1484,63	10837824	50,61	57,75
<b>600</b>	<b>36623</b>	<b>2755</b>	<b>8,88</b>	<b>1325,47</b>	<b>9675959,7</b>	<b>45,19</b>	<b>54,07</b>
700	45297	2755	10,98	1295	9453493,3	44,15	55,13
800	54297	2755	13,16	1251,83	9138346,8	42,68	55,84

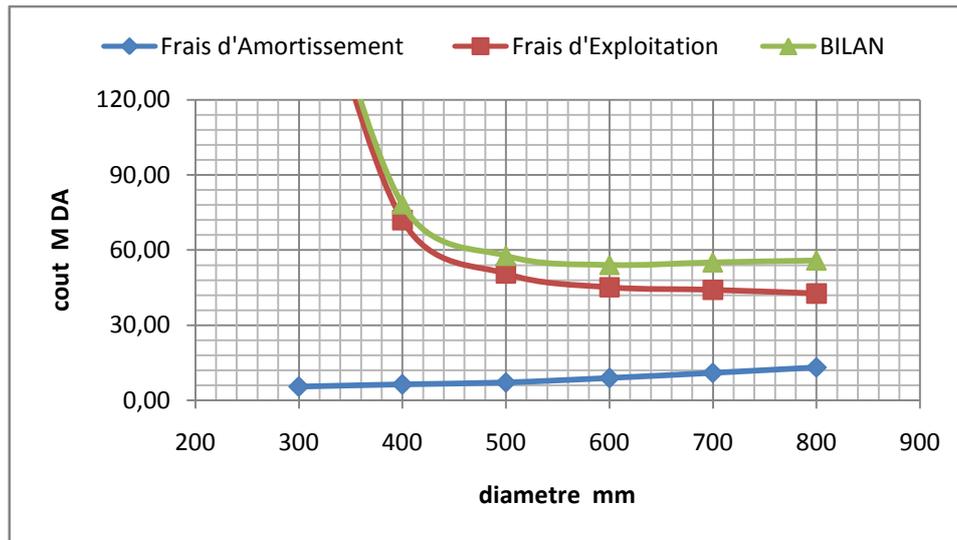


Figure IV.5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP1- SP2)

**Observation :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est 600 mm, avec une vitesse de  $V = 1,42$  m/s.

**3/ Tronçon SP2- SP3**

$H_g = 223$  m,  $Q = 0,371$  m<sup>3</sup>/s,  $L = 5351$  m  $D_{c\text{ Bonnin}} = 0,609$  m = 609 mm

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

Tableau IV-6: Calcul de la HMT du tronçon SP2-SP3

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
300	5351	371	5,25	<b>0,033</b>	1187,18	1305,90	223	1528,90
400	5351	371	2,95	0,03	234,94	258,43	223	481,43
500	5351	371	1,89	0,028	67,20	73,92	223	296,92
<b>600</b>	<b>5351</b>	<b>371</b>	<b>1,31</b>	<b>0,027</b>	<b>24,66</b>	<b>27,12</b>	<b>223</b>	<b>250,12</b>
700	5351	371	0,96	0,026	10,49	11,54	223	234,54
800	5351	371	0,74	0,025	4,97	5,47	223	228,47

Tableau IV-7: Calcul des frais du tronçon SP2-SP3

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (MDA)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (MDA)	Bilan (MDA)
300	22354	5351	10,53	7949,19	58029061	271	281,53
400	26120	5351	12,30	2503,09	18272566	85,33	97,63
500	29452	5351	13,87	1543,77	11269515	52,63	66,50
<b>600</b>	<b>36623</b>	<b>5351</b>	<b>17,25</b>	<b>1300,45</b>	<b>9493299,8</b>	<b>44,33</b>	<b>61,58</b>
700	45297	5351	21,33	1219,43	8901824	41,57	62,90
800	54297	5351	25,57	1187,87	8671416,5	40,5	66,07

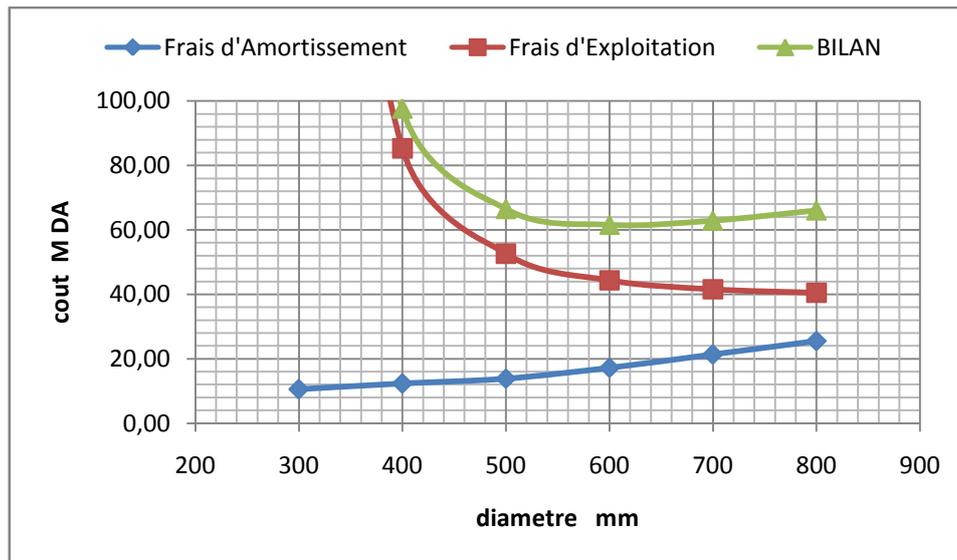


Figure IV-6: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2- SP3)

**Observation :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est 600 mm, avec une vitesse de  $V = 1,31$  m/s.

**4/ Tronçon SP3- SP4**

$H_g = 183$  m,  $Q = 0,371$  m<sup>3</sup>/s,  $L = 10455$ m  $D_{c\text{ Bonnin}} = 0,609$  m =609 mm

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

Tableau IV-8: Calcul de la HMT du tronçon SP3-SP4

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
300	10455	371	5,25	0,033	2319,56	2551,51	183	2734,51
400	10455	371	2,95	0,03	459,03	504,93	183	687,93
500	10455	371	1,89	0,028	131,30	144,43	183	327,43
<b>600</b>	<b>10455</b>	<b>371</b>	<b>1,31</b>	<b>0,027</b>	<b>48,17</b>	<b>52,99</b>	<b>183</b>	<b>234,99</b>
700	10455	371	0,96	0,026	20,49	22,54	183	205,54
800	10455	371	0,74	0,025	9,71	10,68	183	193,68

Tableau IV-9: Calcul des frais du tronçon SP3-SP4

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (MDA)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (MDA)	Bilan (MDA)
300	22354	10455	20,57	14217,55	103788079,2	484,69	505,26
400	26120	10455	24,03	3576,74	26110234,58	121,93	145,96
500	29452	10455	27,10	1702,38	12427390,64	58,04	85,14
<b>600</b>	<b>36623</b>	<b>10455</b>	<b>33,69</b>	<b>1226,98</b>	<b>8956948,7</b>	<b>41,83</b>	<b>75,52</b>
700	45297	10455	41,68	1068,67	7801299,4	36,43	78,11
800	54297	10455	49,96	1007	7351119,9	34,33	84,29

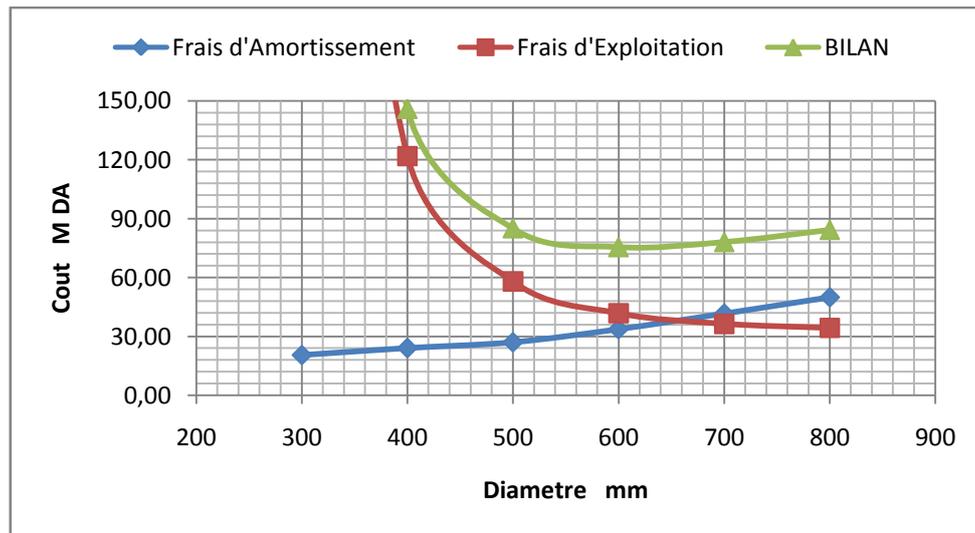


Figure IV-7: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP3- SP4)

**Observation :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est 600 mm, avec une vitesse de  $V = 1,31$  m/s.

**5/ Tronçon SP4- Réservoir d'Agouni Gueghrane**

$H_g = 160,4$  m,  $Q = 0,067$  m<sup>3</sup>/s,  $L = 1910,55$ m  $D_{c \text{ Bonnin}} = 258$  mm

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

Tableau IV-10: Calcul de la HMT du tronçon SP4- Réservoir d'Agouni Gueghrane

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
100	1910,5	67	8,54	0,048	6793,77	7473,15	160,4	7633,55
150	1910,5	67	3,79	0,042	693,16	762,48	160,4	922,88
200	1910,5	67	2,13	0,038	136,52	150,17	160,4	310,57
<b>300</b>	<b>1910,5</b>	<b>67</b>	<b>0,95</b>	<b>0,033</b>	<b>13,82</b>	<b>15,21</b>	<b>160,4</b>	<b>175,61</b>
400	1910,5	67	0,53	0,03	2,74	3,01	160,4	163,41
500	1910,5	67	0,34	0,028	0,78	0,86	160,4	161,26

Tableau IV-11: Calcul des frais du tronçon SP4- Réservoir d'Agouni Gueghrane

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (MDA)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (MDA)	Bilan (MDA)
100	10000	1910,55	1,68	7167,57	52323297,2	244,35	246,031
150	13000	1910,55	2,19	866,54	6325771,3	29,54	31,727
200	15000	1910,55	2,52	291,61	2128776,1	9,94	12,463
<b>300</b>	<b>22354</b>	<b>1910,55</b>	<b>3,76</b>	<b>164,89</b>	<b>1203676,0</b>	<b>5,62</b>	<b>9,380</b>
400	26120	1910,55	4,39	153,43	1120070,6	5,23	9,622
500	29452	1910,55	4,95	151,42	1105343,6	5,16	10,114

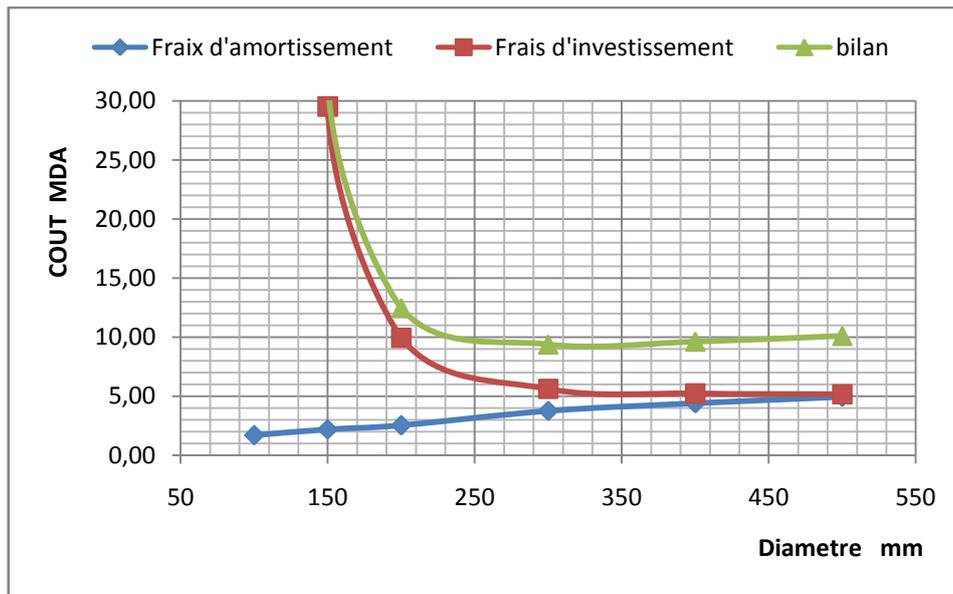


Figure IV-8: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP2- SP3)

**Observation :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est 300 mm, avec une vitesse de  $V = 0,95$  m/s.

**6/ Tronçon SP4- Réservoir de TLATA**

$H_g = 84.1$  m,  $Q = 0,1651$  m<sup>3</sup>/s,  $L = 13685$ m  $D_{c \text{ Bonnin}} = 406$  mm

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

Tableau IV-12: Calcul de la HMT du tronçon SP4-Réservoir de TLATA

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	$H_g$ (m)	HMT (m)
300	13685	165,1	1,95	0,033	417,77	459,55	84,1	543,65
<b>400</b>	<b>13685</b>	<b>165,1</b>	<b>1,10</b>	<b>0,03</b>	<b>82,67</b>	<b>90,94</b>	<b>84,1</b>	<b>175,04</b>
500	13685	165,1	0,70	0,028	23,65	26,01	84,1	110,11
600	13685	165,1	0,49	0,027	8,68	9,54	84,1	93,64
700	13685	165,1	0,36	0,026	3,69	4,06	84,1	88,16

Tableau IV-13: Calcul des frais du tronçon SP4- Réservoir de TLATA

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	$F_{amort}$ (MDA)	P (K Watt)	E (KWh)	$F_{exploit}$ (MDA)	Bilan (MDA)
300	22354	13685	26,92	1048,51	7654123,1	35,74	62,665
<b>400</b>	<b>26120</b>	<b>13685</b>	<b>31,46</b>	<b>337,59</b>	<b>2464439,8</b>	<b>11,51</b>	<b>42,965</b>
500	29452	13685	35,47	212,37	1550284,3	7,24	42,708
600	36623	13685	44,10	180,61	1318422,9	6,16	50,261
700	45297	13685	54,55	170,03	1241213,5	5,80	60,347

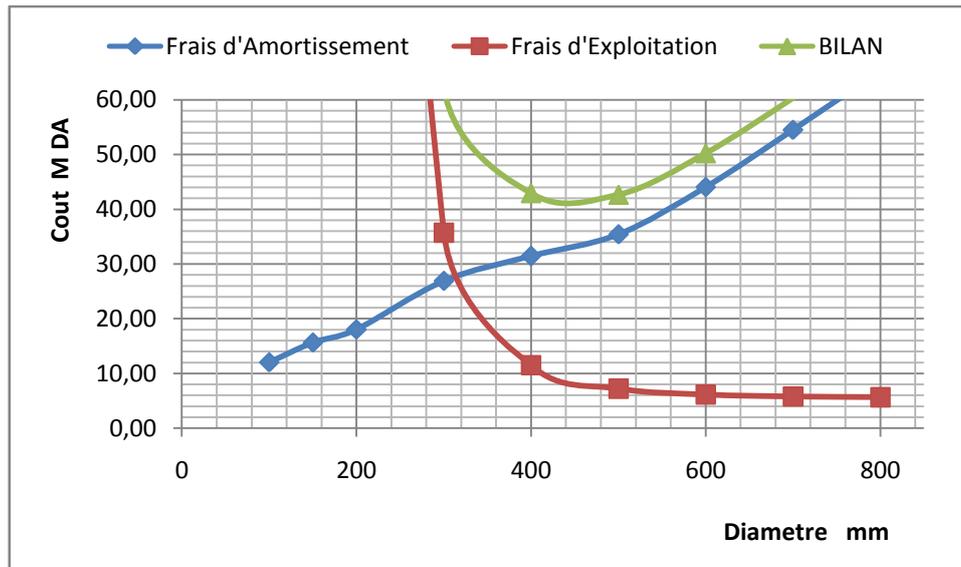


Figure IV-9: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP4- Réservoir de TLATA)

**Observation :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est 400 mm, avec une vitesse de  $V = 1,1$  m/s.

**7/ Tronçon SP4- Réservoir d'IGHIL N'AIT DJENNAD**

$H_g = 179.1$  m,  $Q = 0,1387$  m<sup>3</sup>/s,  $L = 17915$ m  $D_{c\text{ Bonnin}} = 372$  mm

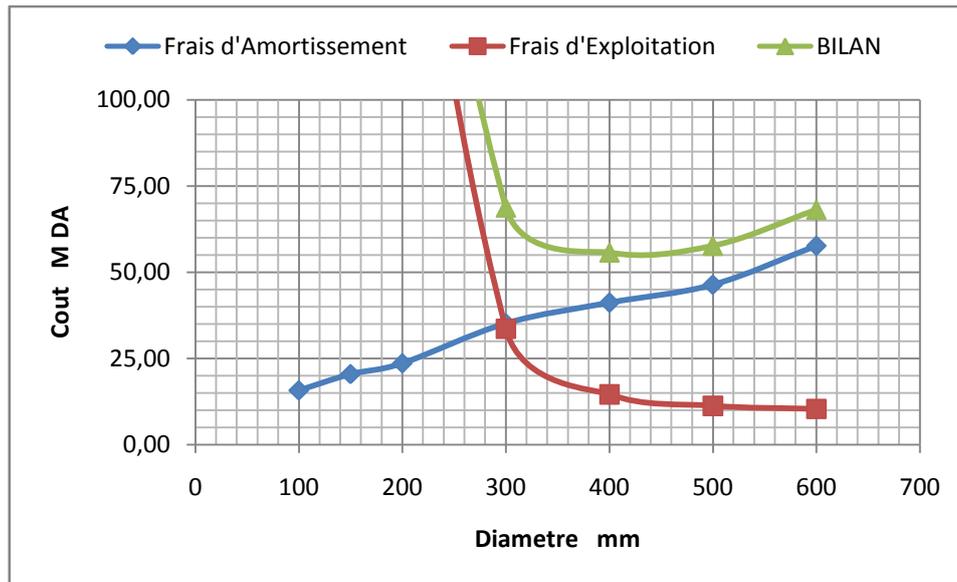
Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont rassemblés dans les tableaux suivants:

Tableau IV-14: Calcul de la HMT du tronçon SP4-Réservoir d'Ighil N'ait Djennad

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (m)	$\Delta H_{tot}$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
100	17915	138,7	14,78	0,048	190957,06	210052,76	179,1	210231,86
150	17915	138,7	6,57	0,042	19483,19	21431,51	179,1	21610,61
200	17915	138,7	3,69	0,038	3837,24	4220,97	179,1	4400,07
300	17915	138,7	1,64	0,033	388,57	427,42	179,1	606,52
<b>400</b>	<b>17915</b>	<b>138,7</b>	<b>0,92</b>	<b>0,03</b>	<b>76,89</b>	<b>84,58</b>	<b>179,1</b>	<b>263,68</b>
500	17915	138,7	0,59	0,028	21,99	24,19	179,1	203,29

Tableau IV-15: Calcul des frais du tronçon SP4- Réservoir de TLATA

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (MDA)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (MDA)	Bilan (MDA)
100	10000	17915	15,77	341764,93	2494883961,7	11651,11	11666,873
150	13000	17915	20,49	35131,44	256459532,0	1197,67	1218,161
200	15000	17915	23,65	7153,00	52216881,7	243,85	267,501
300	22354	17915	35,24	986,00	7197795,2	33,61	68,855
<b>400</b>	<b>26120</b>	<b>17915</b>	<b>41,18</b>	<b>428,66</b>	<b>3129221,6</b>	<b>14,61</b>	<b>55,792</b>
500	29452	17915	46,43	330,49	2412548,0	11,27	57,698



**Figure IV-10:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon SP4- Réservoir d'Ighil N'ait Djennad) :

**Observation :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est 400 mm, avec une vitesse de  $V = 0,92$  m/s.

**IV.5.1.3 : Description du tracé :**

**Tableau IV-16** caractéristiques des tronçons du système d'adduction

Tronçon	Description	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Longueur selon diamètre (km)
1	début du projet - SP1	600	7734	26,295
2	SP1- SP2	600	2755	
3	SP2- SP3	600	5351	
4	SP3- SP4	600	10455	
5	SP4- R Agouni Gueghrane	300	1910,5	1,9105
6	SP4- R Tlata	400	13685	31,6
7	SP4- R I N Djennad	400	17915	
TOTAL		300-600	59805,5	59,81

## **IV.6. Equipements des conduites :**

### **❖ Robinets-vannes**

Le robinet vanne a pour fonction le sectionnement du fluide, il peut être en général de type papillon ou à opercule.

Dans l'étude de notre projet, le choix a été arrêté pour des robinets-vannes à opercules à pilotage automatique ils seront placés à chaque 200 à 300 m sur tout le long de la conduite

La vanne à opercule est un appareil de robinetterie dont l'obturateur se déplace linéairement, perpendiculaire au sens d'écoulement

L'opercule doit être entièrement vulcanisé intérieurement et extérieurement.

### **❖ Ventouses :**

L'accumulation d'air dans la canalisation peut être à l'origine d'incidents importants, interruption totale ou partielle du débit par une poche d'air dans un point haut, coup dus à la détente de la bulle d'air ou à son déplacement dans la canalisation, qu'il importe de remédier grâce à l'installation de ventouse.

Des ventouses à triple fonction seront utilisées dans chaque point haut de profil au long de notre canalisation, ce type de ventouse assure les fonctions suivantes :

- Le dégazage à faible débit de l'air accumulé aux points hauts en fonctionnement normal de l'adduction,
- L'évacuation de l'air pendant les phases de remplissages de la canalisation à grand débit pour limiter le temps nécessaire à l'opération,
- L'entrée d'air à grand débit pendant les phases de vidange de la canalisation.

### **❖ Robinet de vidange :**

Les ouvrages de vidange permettent de vidanger les tronçons de canalisation afin d'effectuer un entretien ou une réparation. Ils sont placés aux points bas relatifs de l'adducteur.

## **Conclusion :**

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude Technico-économique de l'adduction :

- L'adduction gravitaire avec une longueur totale des conduites de 7,734 Km et de diamètre de 600 mm,
- L'adduction par refoulement avec une longueur totale des conduites de 52,076 Km et de diamètre 300 mm, 400 mm, 600 mm.

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, on doit alors dans ce cas examiner, attentivement toutes les options possibles sur le plan technique et financier pour pouvoir retenir le choix optimal.

# **CHAPITRE V**

## **Etude du pompage**

## Introduction :

Le choix de type et de nombre de pompe c'est une opération relativement complexe, elle dépend de plusieurs facteurs, (le débit demandé, la hauteur demandée, etc.).

Leur installation dépend des conditions à respecter (phénomène de cavitation, etc.), et nécessite des équipements hydrauliques plus au moins important, à savoir le type d'installation (en charge, en aspiration et en siphon), et le type de la pompe.

### V.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage :

Le site d'emplacement de la station de pompage doit être déterminée à partir d'un calcul technico- économique, il tiendra compte des conditions locales et des conditions de son exploitation. Il dépend aussi du relief, d'accès de l'alimentation en énergie électrique et de l'environnement. L'exploitation de la station de pompage tient compte aussi de la condition de la prise d'eau, de la fluctuation du niveau d'eau dans le réservoir et des conditions hydrogéologiques et géologiques.

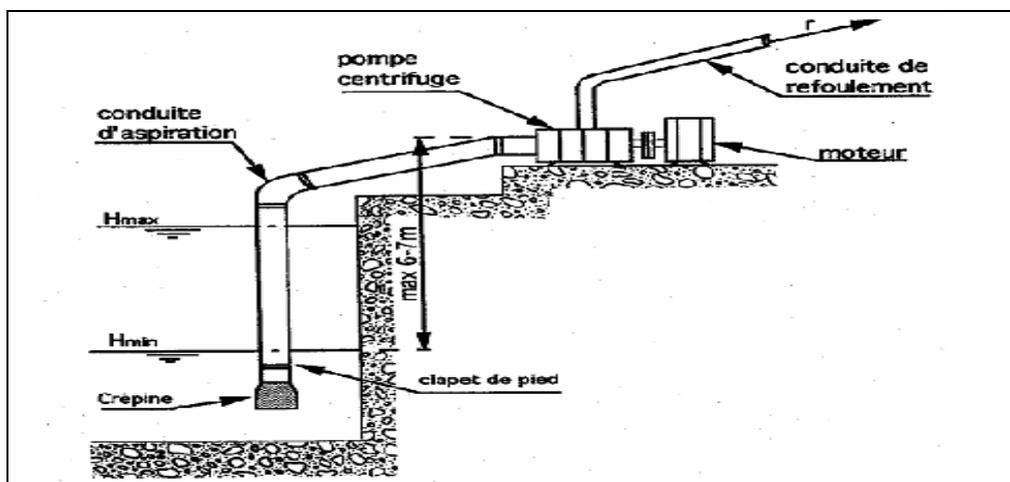
### V.2. Eléments de base pour le choix de type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

On opte pour les pompes Allemandes (pompes à hautes pressions) de marque KSB qui sont fabriquées en série.

En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés, (Voir l'annexe II.1).



**Figure V.1.** Schéma d'une installation Aspiration-refoulement

**V.2.1. La hauteur monomérique totale d'élévation :**

L' HmT d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne d'eau entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale ) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement ( $\Delta h_{ref}$ ,  $\Delta h_{asp}$ ).

$$H_{mt} = H_{géom} + \Delta h_{asp} + \Delta h_{ref} \quad (V.1)$$

**V.2.2. La hauteur maximale d'aspiration :**

Les possibilités d'aspiration sont définies par le NPSH (net positive suction head)

- NPSH disponible est la valeur de la pression absolue mesurée sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe.
- NPSH requis : chaque constructeur possède pour chaque type de pompe et pour une vitesse de rotation déterminée, une courbe donnant la valeur du NPSH requis en fonction du débit de la pompe considérée.

Pour éviter le phénomène de cavitation il faut que  $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

**V.2.3. La vitesse de rotation**

Si la vitesse de rotation d'une pompe centrifuge passe de  $n_1$  à  $n_2$  tr/min, le débit, la hauteur manométrique et la puissance absorbée varient dans les rapports suivants :

$$Q_2 = Q_1 \left( \frac{n_2}{n_1} \right) \quad (V.2)$$

$$H_2 = H_1 \left( \frac{n_2}{n_1} \right)^2 \quad (V.3)$$

$$P_2 = \left( \frac{n_2}{n_1} \right)^3 . P_1 \quad (V.4)$$

**V.2.4. La vitesse spécifique**

C'est la vitesse à laquelle tournerait une pompe étalon et calculée pour élever un débit de 1 m<sup>3</sup>/s à une hauteur de 1 m.

Elle intervient dans le choix de type de pompe, la vitesse spécifique d'une pompe vaut :

$$n_s = n \cdot \left( \frac{Q^{1/2}}{H^{3/4}} \right) \quad (V.5)$$

N : la vitesse de rotation en tr/min,

Q : débit en m<sup>3</sup>/s,

H : hauteur manométrique totale d'elevation en m.

**V.2.5 Les courbes caractéristiques d'une pompe**

Les courbes principales qui caractérisent une pompe (mise à part la NPSH) sont au nombre de trois.

Elle sont établies par le constructeur :

- Courbe débit-hauteur,
- Courbe de rendement,
- Courbe de puissance.

### V.3 Choix du type de pompe:

#### V.3.1 Refoulement : SP1–Réservoir SP2

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V.1)

**Tableau V.1:** les performances des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Ø roue (mm)
1	1446,56	235,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	723,28	235,4	150	12.2	82	330	2900	3	467	8,5	337
<b>3</b>	<b>482,19</b>	<b>235,4</b>	<b>125</b>	<b>10.2</b>	<b>81</b>	<b>236</b>	<b>2900</b>	<b>3</b>	<b>381,86</b>	<b>9,6</b>	<b>270</b>
4	361,64	235,4	150	12.1	79,8	276	1450	6	452,5	2,8	382
5	289,31	235,4	150	11.1	72	266	1450	7	641,8	3,4	378

Observation :

A partir du tableau (V.1), on déduit que la variante de trois (03) pompes en parallèles est la meilleure du point de vue performances donc on opte pour (3+1) pompes identiques de type Multitec 125 10.2.

#### V.3.2. Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V.2) :

**Tableau V.2:** les performances des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Ø roue (mm)
1	1335,6	250	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	667,8	250	150	11.2	71,8	270	2900	3	723	11,2	342
<b>3</b>	<b>445,2</b>	<b>250</b>	<b>125</b>	<b>10.2</b>	<b>78</b>	<b>280</b>	<b>2900</b>	<b>3</b>	<b>440</b>	<b>9,5</b>	<b>270</b>
4	333,9	250	125	9.2	73	300	2900	5	375	9,2	273
5	267,12	250	150	12.1	76	285	1450	6	380	10	378

Observation :

A partir du tableau (V.2), on déduit que la variante de trois (03) pompes en parallèles est la meilleure du point de vue performances donc on opte pour (3+1) pompes identiques de type Multitec 125 10.2.

**V.3.3. Refoulement : SP 3 - Réservoir SP4**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V.3) :

**Tableau V.3** : les performances des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Ø roue (mm)
1	1335,6	235	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	667,8	235	150	11,2	71,8	285	2900	3	723	11,2	342
<b>3</b>	<b>445,2</b>	<b>235</b>	<b>125</b>	<b>10.2</b>	<b>78</b>	<b>250</b>	<b>2900</b>	<b>3</b>	<b>440</b>	<b>9,5</b>	<b>270</b>
4	333,9	235	125	9,2	73	248	2900	4	375	9,2	273

*Observation :*

A partir du tableau (V.3), on déduit que la variante de trois (03) pompes en parallèles est la meilleure du point de vue performances donc on opte pour (3+1) pompes identiques de type Multitec 125 10.2.

**V.3.4. Refoulement : SP 4 - Réservoir Agouni Guehrane :**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V.4) :

**Tableau V.4** : les performances des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Ø roue (mm)
<b>1</b>	<b>240,3</b>	<b>175,6</b>	<b>100</b>	<b>8.1</b>	<b>73,5</b>	<b>200</b>	<b>2900</b>	<b>4</b>	<b>180</b>	<b>6,5</b>	<b>245</b>
2	120,15	175,6	65	6.1	70	195	2900	4	90,5	6,1	214
3	80,1	175,6	65	5.1	71	195	2900	4	62,4	3,2	193
4	60,1	175,6	65	5.1	75,6	215	2900	5	46,5	2,2	193

*Observation :*

A partir du tableau (V.4), on déduit que la variante d'une pompe est la meilleure du point de vue performances donc on opte pour (1+1) pompes identiques de type Multitec 100 8.1

**V.3.5. Refoulement : SP 4 – Réservoir de Tlata:**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V.5) :

**Tableau V.5** : les performances des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Ø roue (mm)
1	594,5	175,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>2</b>	<b>297,25</b>	<b>175,1</b>	<b>125</b>	<b>9,2</b>	<b>77,8</b>	<b>204</b>	<b>2900</b>	<b>3</b>	<b>216</b>	<b>6,1</b>	<b>273</b>
3	198,2	175,1	100	8,1	80	250	2900	3	220	4,8	245
4	148,6	175,1	100	7,1	74,8	177	2900	3	180	3	241

Observation :

A partir du tableau (V.5), on déduit que la variante de deux (02) pompes en parallèles est la meilleure du point de vue performances donc on opte pour (2+1) pompes identiques de type Multitec 125 9.2.

**V.3.6. Refoulement : SP 4 – Réservoir d’Ighil N’ait Djennad:**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V.6) :

**Tableau V.6 :** les performances des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	$\varnothing$ roue (mm)
<b>1</b>	<b>499,3</b>	<b>263,7</b>	<b>150</b>	<b>11,2</b>	<b>81,2</b>	<b>265</b>	<b>2900</b>	<b>2</b>	<b>436</b>	<b>7,2</b>	<b>342</b>
2	249,65	263,7	100	8,1	71	290	2900	4	225	7	245
3	166,43	263,7	100	7,1	74	275	2900	5	170	4,7	241
4	124,8	263,7	100	7,1	75	282	2900	5	180	3	217

Observation :

A partir du tableau (V.6), on déduit que la variante d’une pompe est la meilleure du point de vue performances donc on opte pour (1+1) pompes identiques de type Multitec 150 11.2.

**V.4. Courbes caractéristiques 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]

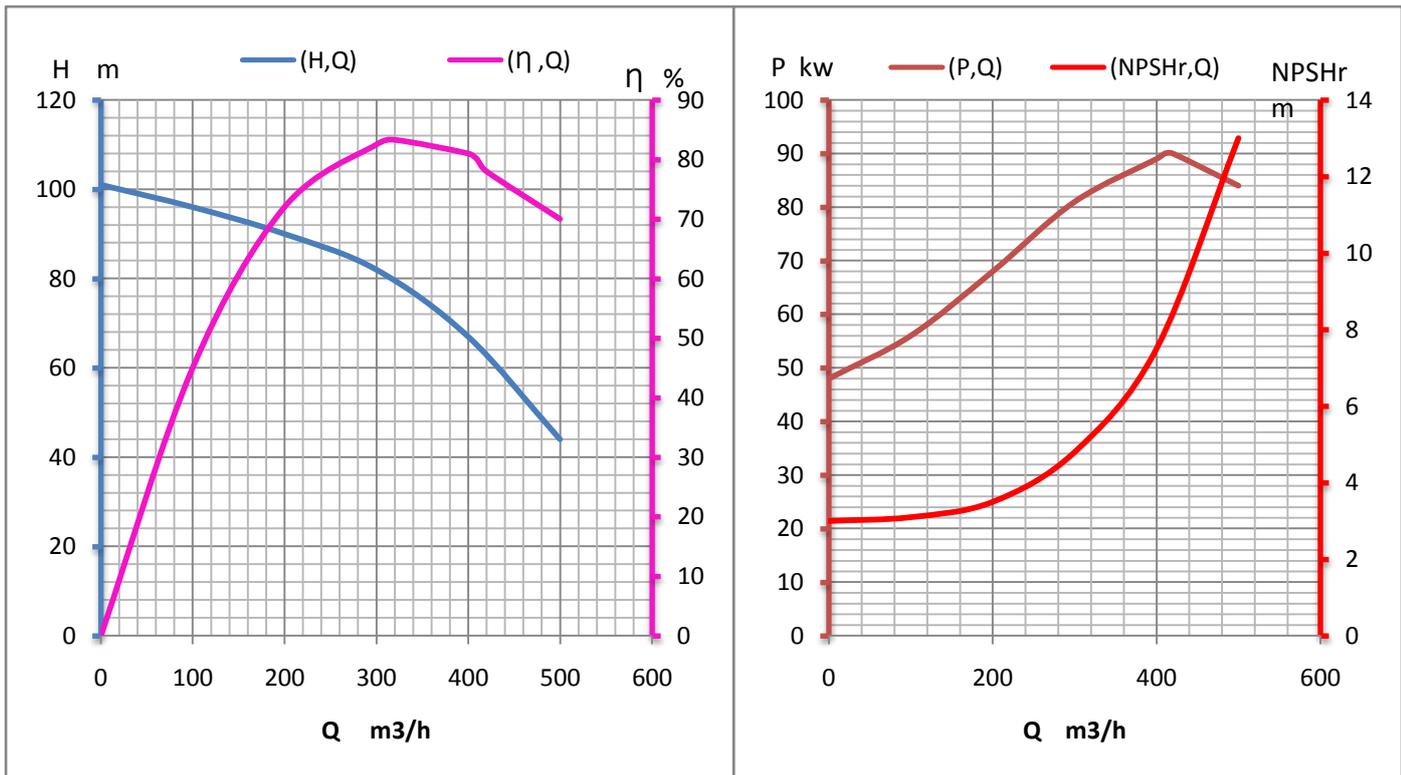
Les courbes caractéristiques des pompes des stations de pompage SP1, SP2, SP3 et SP4 Sont retirées à partir de catalogue de KSB (**voire l’annexe II.2**), elles sont représentées dans les figures suivantes :

**Remarque :**

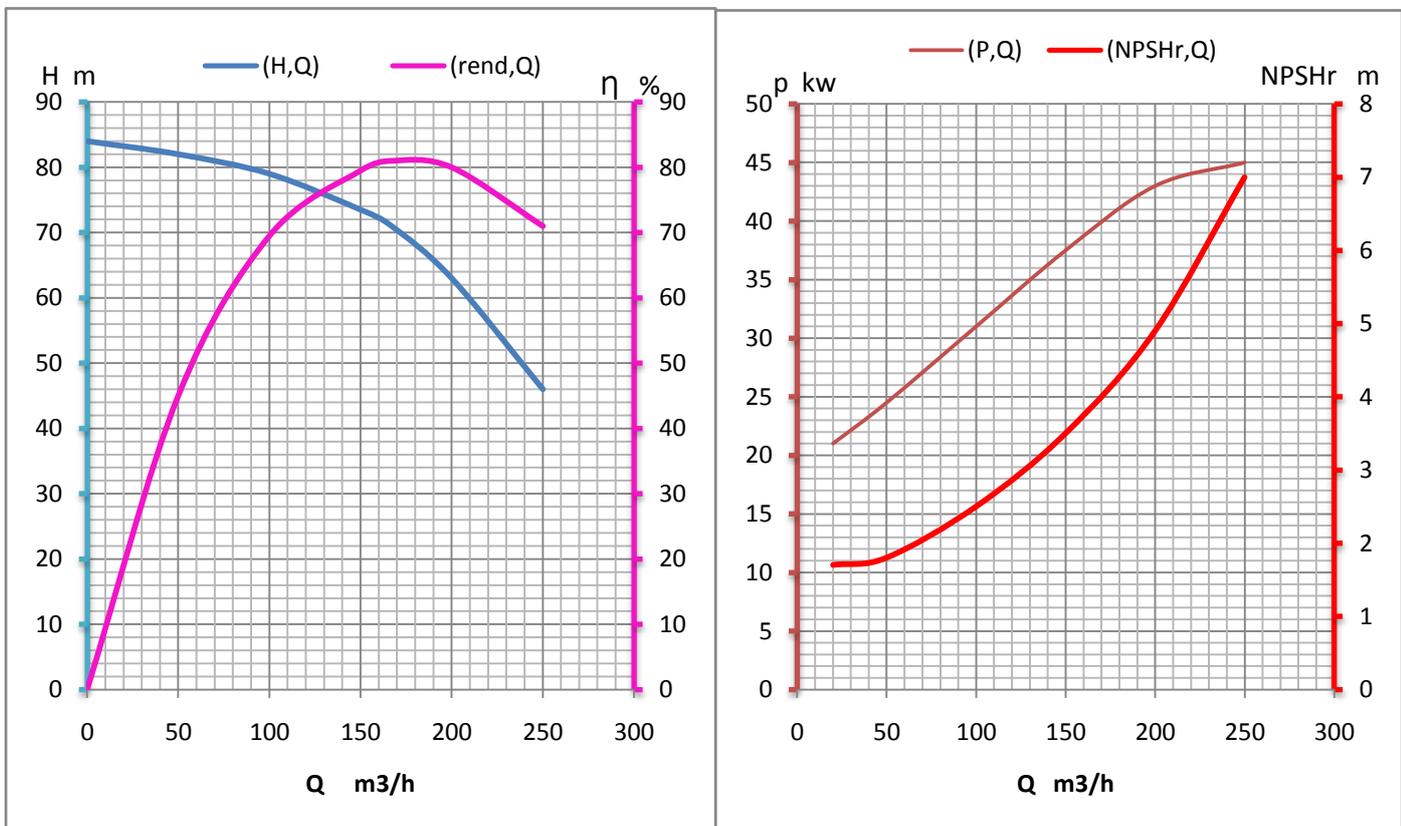
➤ Les pompes à installer dans les stations de pompage SP1, SP2 et SP3 sont de même type, c’est des pompes Multitec 125 10.2 et pour la station de pompage SP4 sont comme suit :

- SP4- Réservoir Agouni gueghrane : Multitec 100 8.1
- SP4- Réservoir Tlata : Multitec 125 9.2
- SP4-Réservoir Ighil N’ait Djennad : Multitec 150 11.2

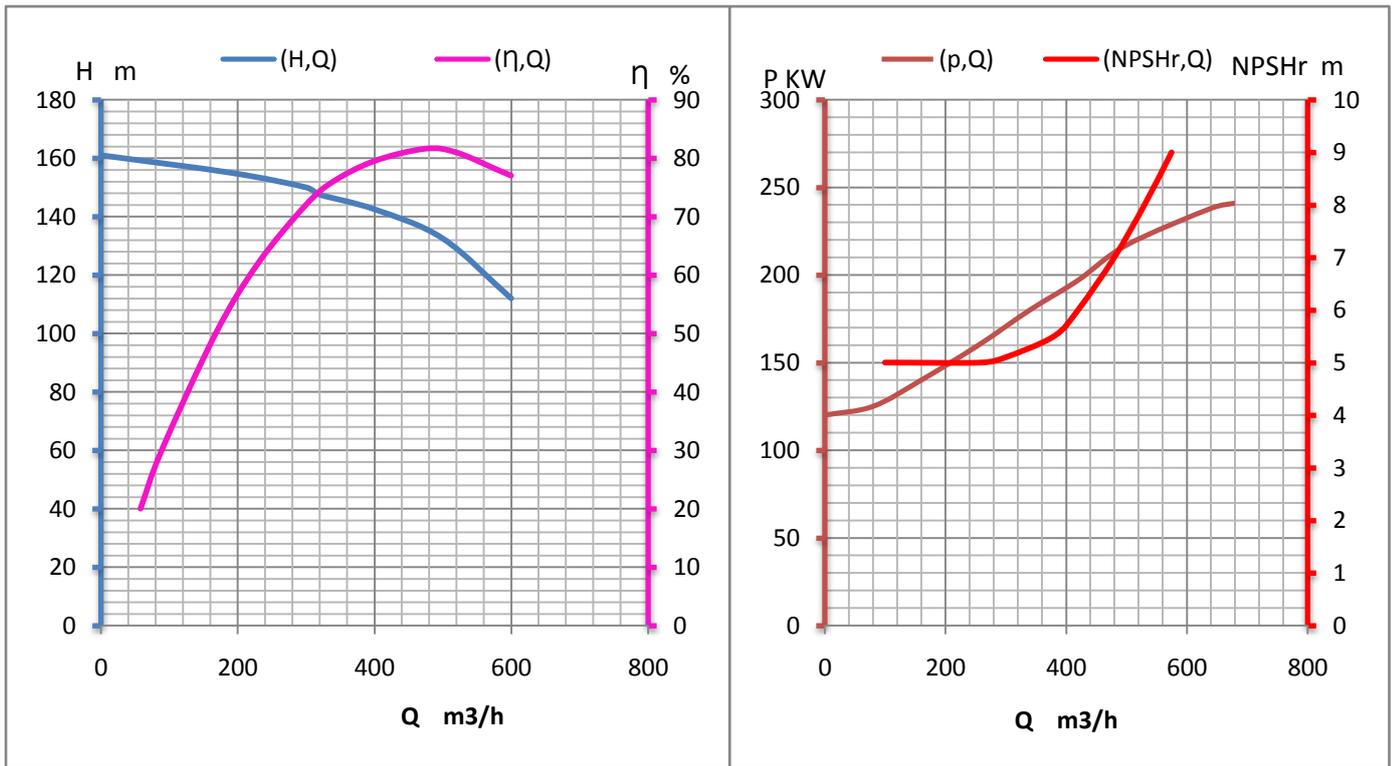
➤ A noter que la hauteur et la puissance absorbée totale sont respectivement Égales à la hauteur et la puissance absorbée par étage multipliée par le nombre d’étage.



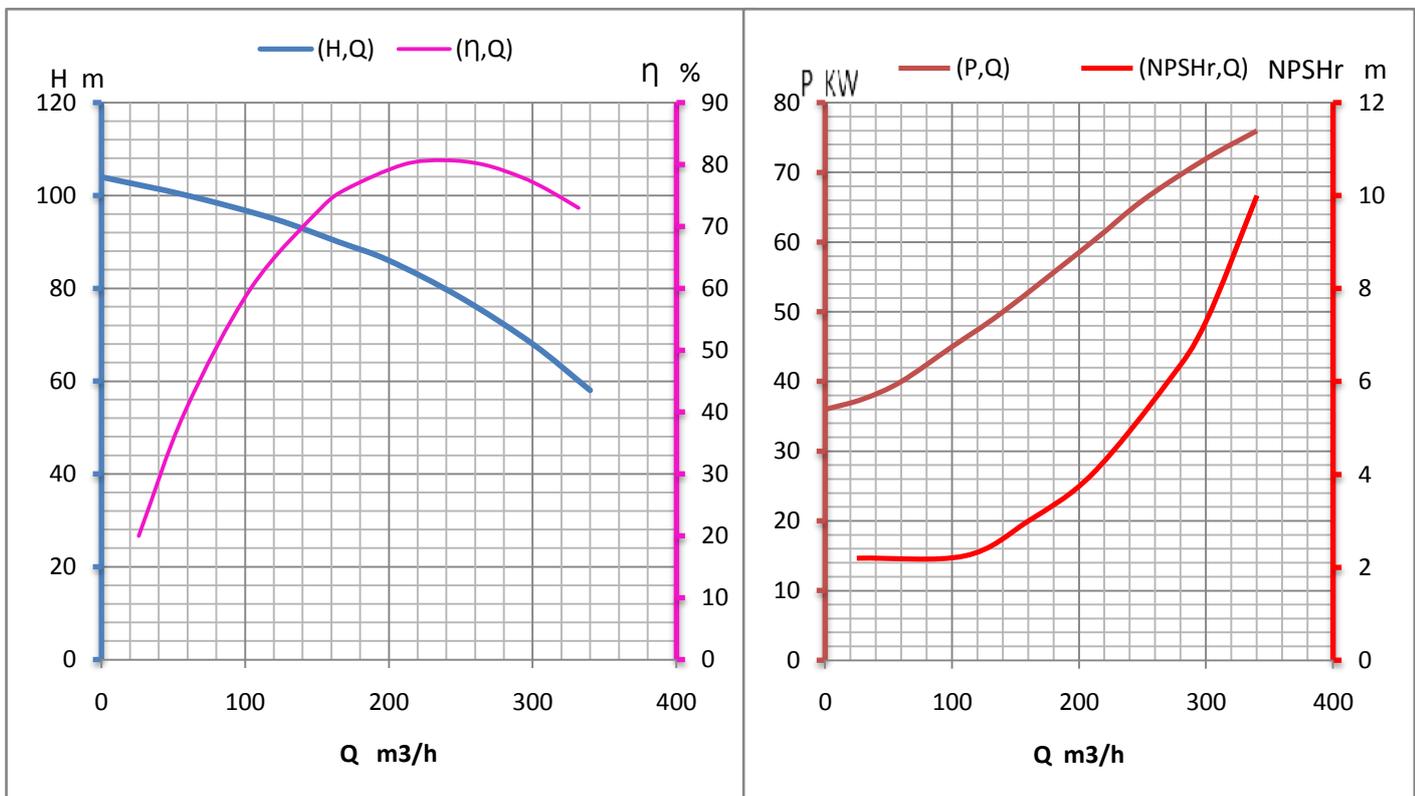
**Figure V.2:** Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 10.2.



**Figure V.3:** Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 100 8.1



**Figure V.4:** Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 150 11.2



**Figure V.5:** Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 9.2

**V.5. Courbe caractéristique de la conduite :**

C'est une courbe qui représente l'équation suivante :

$$H_c = H_g + \Delta H \tag{V.6}$$

Dont :

$H_g$  : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \tag{V-7}$$

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \tag{V-8}$$

$\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, (voir chapitre IV) ;

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

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

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

**Tableau V.7. :** Tableau donnant courbes caractéristiques des tronçons SP1-SP2, SP2-SP3, SP3-SP4 :

	N	1	2	3	4	5	6	7
	<b>Q m3/h</b>	0	100	200	300	400	500	600
	<b>3Q m3/h</b>	0	300	600	900	1200	1500	1800
	<b>λ</b>	0,027	0,027	0,027	0,027	0,027	0,027	0,027
	<b>D<sub>ec</sub> (mm)</b>	600	600	600	600	600	600	600
<b>SP1-SP2</b>	Lref (m)	2755	2755	2755	2755	2755	2755	2755
	Hg (m)	219	219	219	219	219	219	219
	ΔH tot (m)	0,00	0,70	2,82	6,34	11,27	17,61	25,36
	<b>Hc (m)</b>	<b>219,00</b>	<b>219,70</b>	<b>221,82</b>	<b>225,34</b>	<b>230,27</b>	<b>236,61</b>	<b>244,36</b>
<b>SP2-SP3</b>	Lref (m)	5351	5351	5351	5351	5351	5351	5351
	Hg (m)	223	223	223	223	223	223	223
	ΔH tot (m)	0,00	1,37	5,47	12,31	21,89	34,21	49,26
	<b>Hc (m)</b>	<b>223,00</b>	<b>224,37</b>	<b>228,47</b>	<b>235,31</b>	<b>244,89</b>	<b>257,21</b>	<b>272,26</b>
<b>SP3-SP4</b>	Lref (m)	10455	10455	10455	10455	10455	10455	10455
	Hg (m)	183	183	183	183	183	183	183
	ΔH tot (m)	0,00	2,67	10,69	24,06	42,77	66,84	96,24
	<b>Hc (m)</b>	<b>183,00</b>	<b>185,67</b>	<b>193,69</b>	<b>207,06</b>	<b>225,77</b>	<b>249,84</b>	<b>279,24</b>

**Tableau V.8. :** Tableau donnant courbes caractéristiques des tronçons SP4-Agouni Gueghrane, SP4-Tlata, SP4- Ighil N'ait Djennad.

	N	1	2	3	4	5	6	7
	Q m <sup>3</sup> /h	0	50	100	150	200	250	300
	2Q m <sup>3</sup> /h	0	100	200	300	400	500	600
SP4-Agouni Gueghrane	$\lambda$	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033
	D <sub>ec</sub> (mm)	300	300	300	300	300	300	300
	Lref (m)	1910,55	1910,55	1910,55	1910,55	1910,55	1910,55	1910,55
	Hg (m)	160,4	160,4	160,4	160,4	160,4	160,4	160,4
	$\Delta H$ tot (m)	0,00	5,88	23,52	52,93	94,10	147,03	211,72
	<b>Hc (m)</b>	<b>160,40</b>	<b>166,28</b>	<b>183,92</b>	<b>213,33</b>	<b>254,50</b>	<b>307,43</b>	<b>372,12</b>
SP4-TLATA	$\lambda$	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
	D <sub>ec</sub> (mm)	400	400	400	400	400	400	400
	Lref (m)	13685	13685	13685	13685	13685	13685	13685
	Hg (m)	84,1	84,1	84,1	84,1	84,1	84,1	84,1
	$\Delta H$ tot (m)	9,53	10,24	12,53	16,86	24,00	35,02	51,30
	<b>Hc (m)</b>	<b>93,63</b>	<b>94,34</b>	<b>96,63</b>	<b>100,96</b>	<b>108,10</b>	<b>119,12</b>	<b>135,40</b>
SP4-Ighil N'ait Djennad	$\lambda$	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
	D <sub>ec</sub> (mm)	400	400	400	400	400	400	400
	Lref (m)	17915	17915	17915	17915	17915	17915	17915
	Hg (m)	179,1	179,1	179,1	179,1	179,1	179,1	179,1
	$\Delta H$ tot (m)	4,25	4,32	4,53	4,94	5,67	6,88	8,89
	<b>Hc (m)</b>	<b>183,35</b>	<b>183,42</b>	<b>183,63</b>	<b>184,04</b>	<b>184,77</b>	<b>185,98</b>	<b>187,99</b>

### V.6 : Point de fonctionnement:

Portant les courbes caractéristiques de la pompe  $H=f(Q)$  ; de la conduite  $H_c=f(Q)$  sur le même graphe (H-Q).

Le point d'intersection de ces deux courbes est le point de fonctionnement du système. C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal, la pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaite, c'est pourquoi on sera contraint d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Afin de l'adapter à des conditions de marche données. A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- Modification de la vitesse de rotation ;
- Modification du temps de pompage ;

- Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée ce qui est déconseillé pour des pompes multicellulaires,
- Ajouter une vanne pour créer une perte de charge au côté refoulement.

**V.6.1. Refoulement : SP 1 - Bâche SP 2 :**

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés par la figure suivante,

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 505m^3 / h \succ Q_{app} = 482,19m^3 / h \\ H_{pf} = 239m \succ H_{app} = 235,4m \end{cases}$$

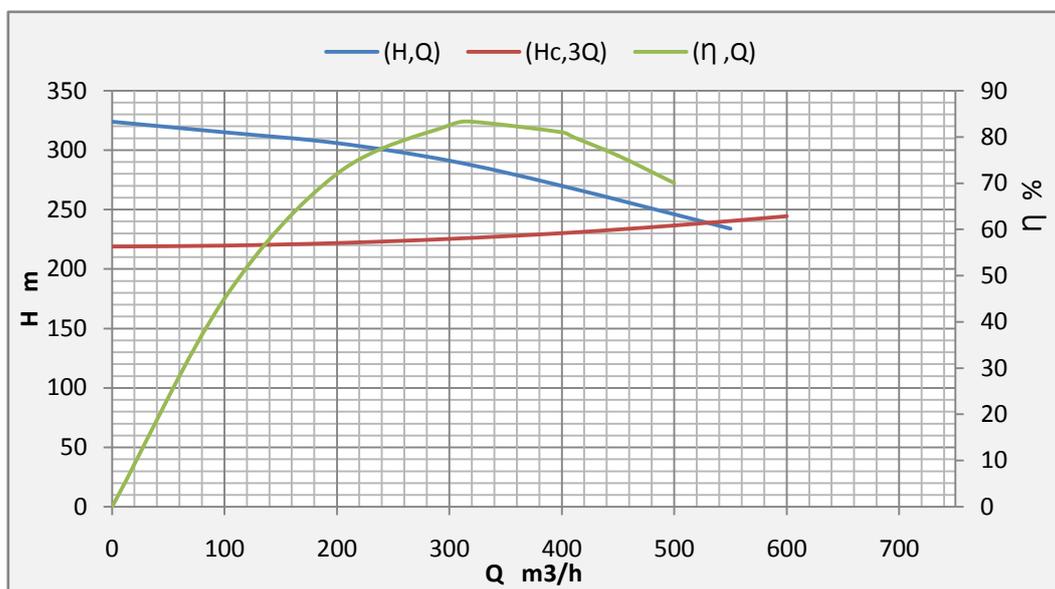


Figure V.6 : Point de fonctionnement de la pompe de SP1

Remarque :

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieures au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

**V.6.2. Refoulement : SP2 - Réservoir SP3 :**

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés par la figure suivante,

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 450m^3 / h \succ Q_{app} = 445,2m^3 / h \\ H_{pf} = 252m \succ H_{app} = 250,12m \end{cases}$$

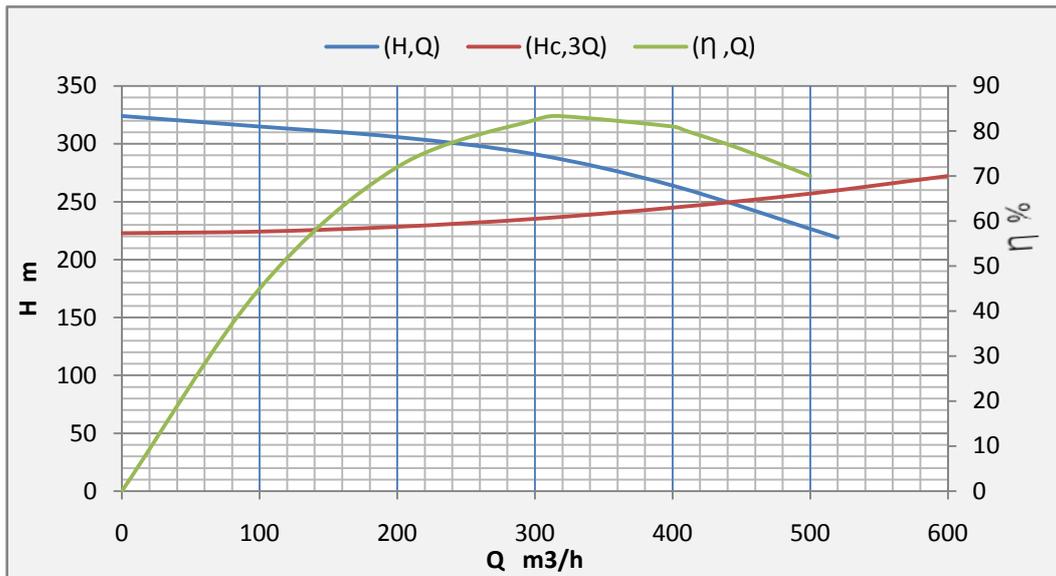


Figure V.7 : Point de fonctionnement de la pompe de SP2

Remarque :

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieures au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

**V.6.3. Refoulement : SP3 - Réservoir SP4 :**

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés par la figure suivante,

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 458m^3 / h > Q_{app} = 445,2m^3 / h \\ H_{Pf} = 238m > H_{app} = 235.89m \end{cases}$$

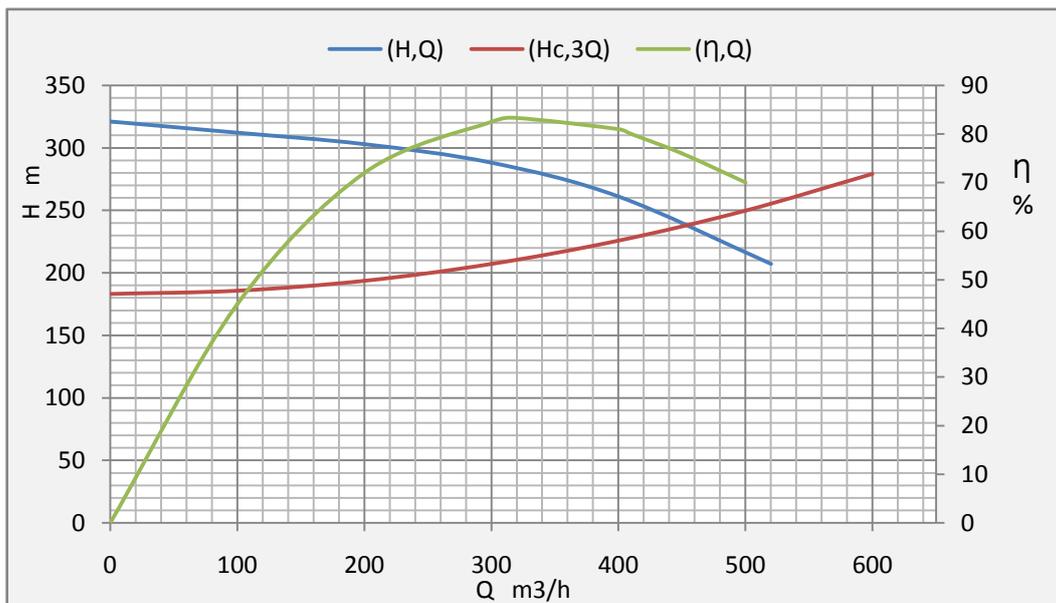


Figure V.8 : Point de fonctionnement de la pompe de SP3

Remarque :

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieures au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

**V.6.4. Refoulement : SP4 – Réservoir d'Agouni Gueghrane :**

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés par la figure suivante,

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 245m^3 / h > Q_{app} = 243m^3 / h \\ H_{Pf} = 190m > H_{app} = 175,6m \end{cases}$$

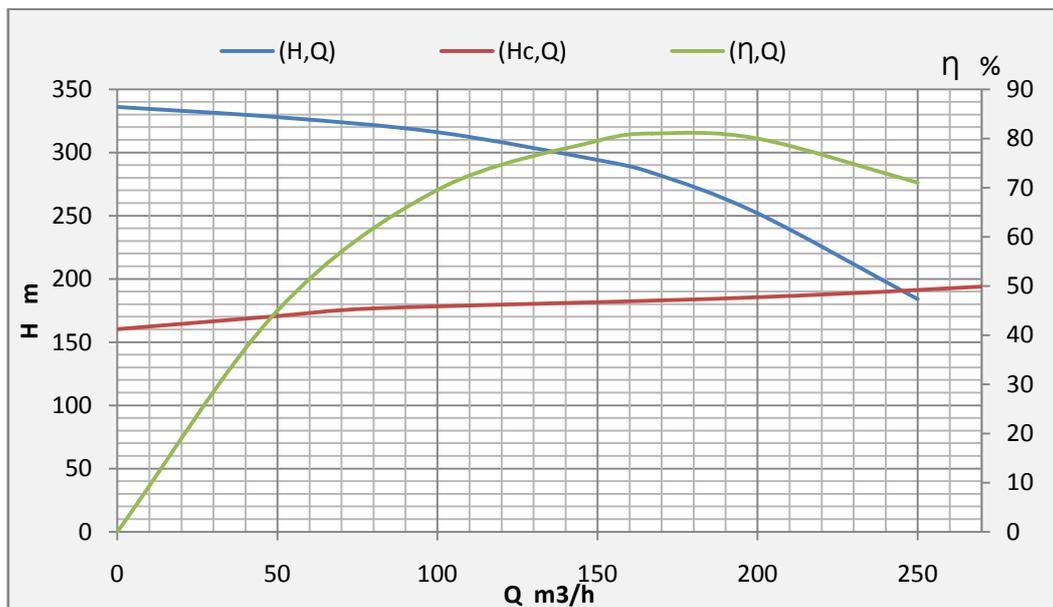


Figure V.9 : Point de fonctionnement de la pompe de SP4 vers Agouni Gueghrane

Remarque :

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieures au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

**V.6.5. Refoulement : SP4 – Réservoir de Tlata:**

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés par la figure suivante,

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 298m^3 / h > Q_{app} = 297,2m^3 / h \\ H_{Pf} = 209m > H_{app} = 175,1m \end{cases}$$

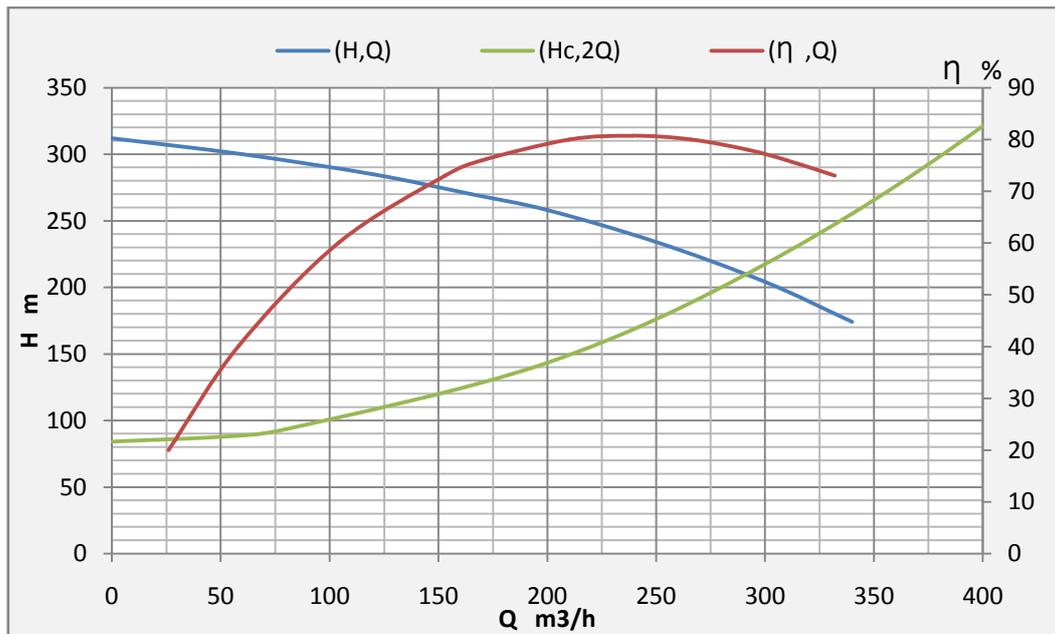


Figure V.10 : Point de fonctionnement de la pompe de SP4 vers Tlata :

Remarque :

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieures au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose

**V.6.6. Refoulement : SP4 – Réservoir d'Ighil N'ait Djennad:**

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés par la figure suivante,

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 450 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 499,3 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 273 \text{ m} > H_{app} = 263,7 \text{ m} \end{cases}$$

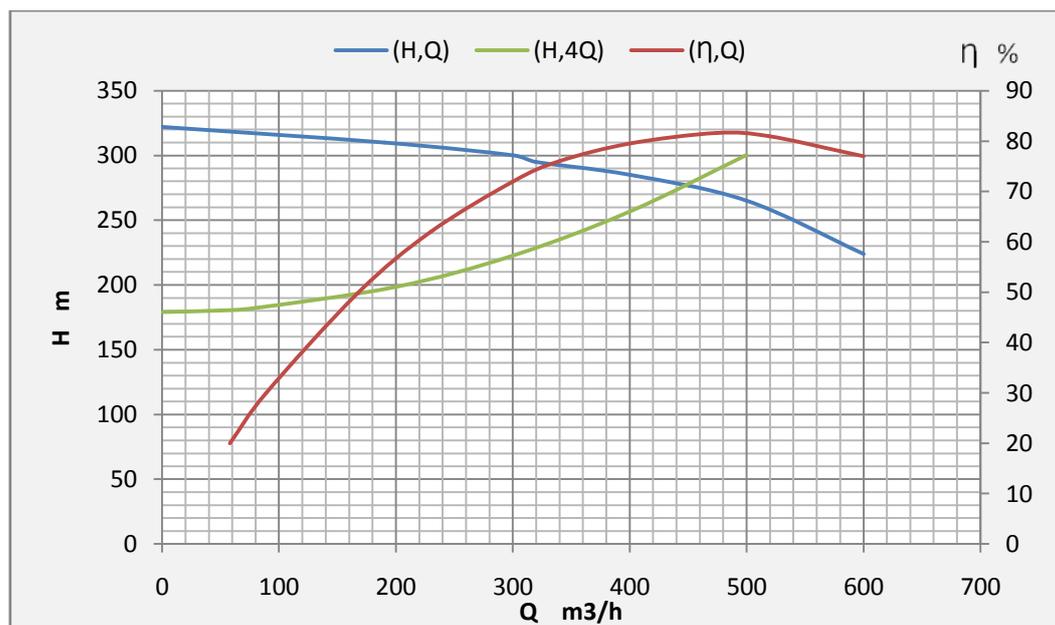


Figure V.11 : Point de fonctionnement de la pompe de SP4 vers Ighil N'ait Djennad :

Remarque :

Le débit correspondant au point de fonctionnement est inférieurs au débit appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose

### V.7. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement :

Selon le débit demandé ou appelé, inférieur ou supérieur à celui qui est disponible (Q<sub>pf</sub>), on distingue les modes de réglage suivants :

#### A- Débit disponible > Débit appelé

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

➤ **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

Pour calculer la nouvelle vitesse de rotation on utilise les lois de similitudes

$$\frac{Q}{Q_{app}} = \frac{N}{N_{app}} \quad \text{ainsi que} \quad \frac{H}{H_{app}} = \left[ \frac{N}{N_{app}} \right]^2 \quad (\text{V.9})$$

$$\text{Et On a :} \quad \frac{H}{H_{app}} = \left[ \frac{Q}{Q_{app}} \right]^2 \rightarrow H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} * Q^2 \quad (\text{V.10})$$

$$\text{On pose que :} \quad \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = a$$

Donc :  $H = a Q^2$  s'appelle la courbe de proportionnalité.

On fait tracer cette courbe de proportionnalité on trouve qu'elle coupe la courbe de la pompe en point 'E'.

En outre :

$$\frac{Q_{app}}{Q_E} = \frac{n_{app}}{n} \quad \text{d'ou} \quad n_{app} = \frac{Q_{app}}{Q_E} . n \quad (\text{V.11})$$

➤ **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

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

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{V.12})$$

$\eta_{inst_{ap,van}}$  : 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 (m).

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (\text{V.13})$$

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

➤ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur des cellules de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

Le rendement de rognage reste efficace s'il est inférieur à 15%.

➤ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..), Ce qui très compliqué au coté technique et moins économique.

➤ **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

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

$t$  : 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<sup>3</sup>/h).

➤ **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

### B- Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

➤ **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

➤ **Changement de type de pompe**.

#### Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage et la vitesse de rotation.

### V.7.1. Refoulement : SP1 - Réservoir SP2

#### a) Vannage :

**Tableau V.9.** Les performances de la pompe après le vannage

H app	H c'	h v	$\eta_{ins\ av\ van}$ (%)	$\eta_{ins\ apr\ van}$ (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
235,4	239	3.6	81	79,78	482,19	393,63

#### b) Diminution du temps de pompage

**Tableau V.10.** Les performances de la pompe après diminution de temps de pompage

Q app (m3/h)	Q pf (m3/h)	t (h)	t' (h, mn)	$\eta_{ins\ apr\ regl}$ (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
482,19	505	20	19h 6 mn	71	482,19	442,31

#### c) variation de la vitesse de rotation

On a la courbe de proportionnalité  $H = a Q^2 \longrightarrow H = 0,0010124 * Q^2$

**Tableau V.11.** Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation

H app (m)	H E (m)	N ava regl tr/min	N apr regl tr/min	$\eta_{ava\ regl}$ %	$\eta_{apr\ regl}$ %	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
235,4	250	2900	2730,64	81	76,27	482,19	430,70

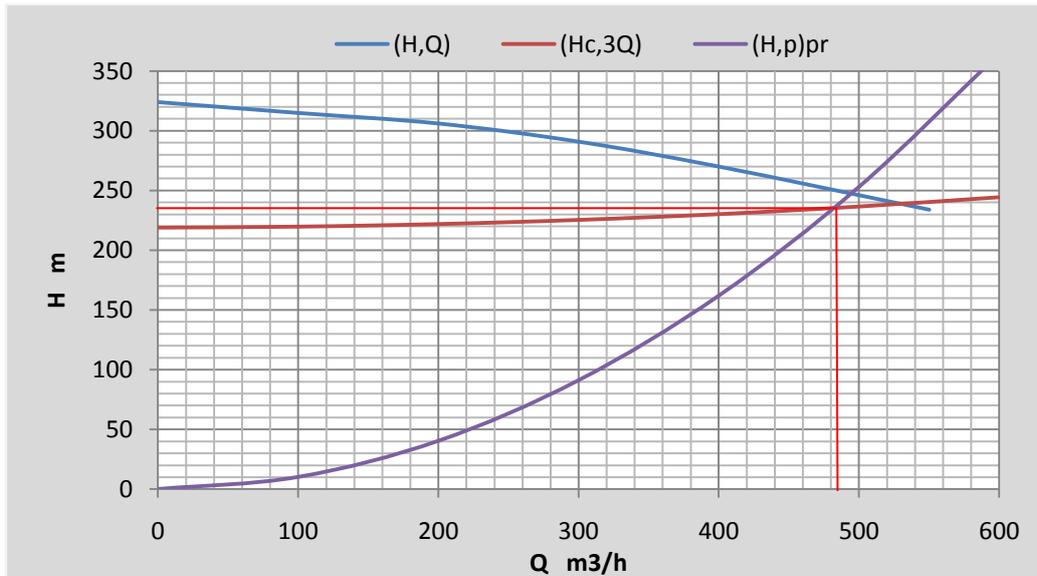


Figure V.12 Réglage par diminution de la vitesse de rotation de la pompe 125 10.2

**Conclusion**

On opte pour le réglage par vannage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

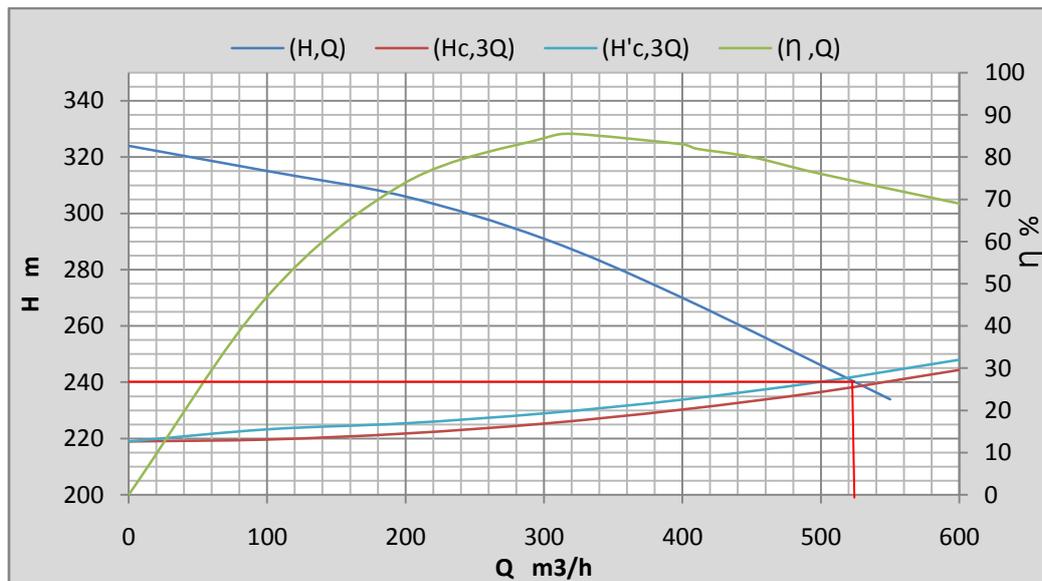


Figure V.13 Réglage par vannage de la pompe 125 10.2

**V.7.2. Refoulement : SP2 - Réservoir SP3**

a) Vannage :

Tableau V.12. Les performances de la pompe après le vannage

H app (m)	H c'	h v (m)	η ins av regl (%)	η ins apr regl (%)	Q par pompe m³/h	P abs (kW)
250,12	252	1,88	79	78,41	445,2	389,89

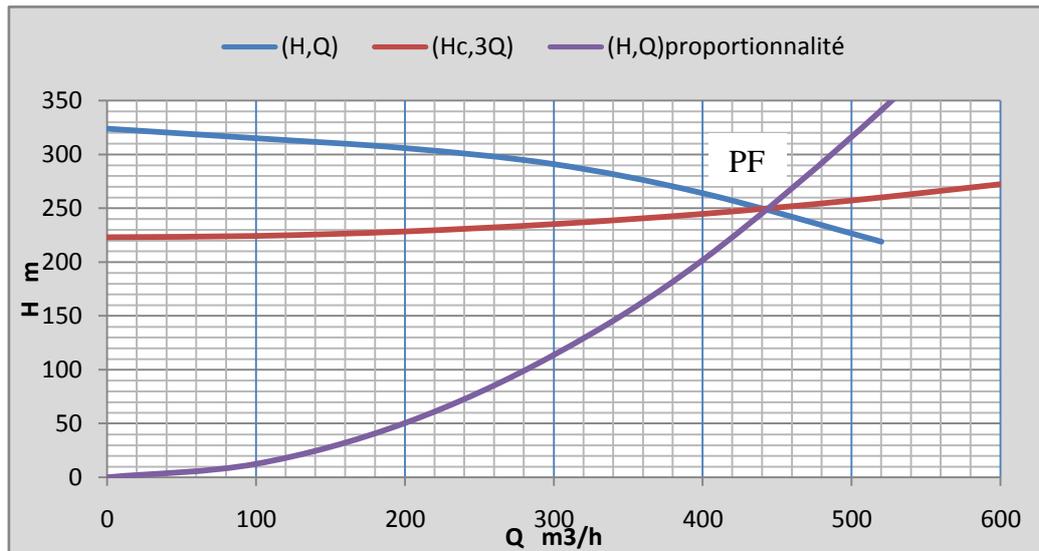
**b) Diminution du temps de pompage**

**Tableau V.13.** Les performances de la pompe après diminution de temps de pompage

Q app (m3/h)	Q pf (m3/h)	t (h)	t' (h, mn)	η ins apr régl (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
445,2	450	20	19h 47 mn	79	445,2	367,02

**c) variation de la vitesse de rotation**

On a la courbe de proportionnalité  $H = a Q^2 \longrightarrow H = 0,0012619 * Q^2$



**Figure V.14** Réglage par diminution de la vitesse de rotation de la pompe 125 10.2

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.14.** Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation

H app (m)	H E (m)	N ava régl tr/min	N apr régl tr/min	ηava régl %	ηapr régl %	Q par pompe m3/h	P abs (kw)
250,12	250,5	2900	2895,6	79	78,9	445,2	385,27

**Conclusion**

On opte pour le réglage par diminution de temps de pompage à 19h 47mn, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

**V.7.3. Refoulement : SP3 - Réservoir SP4**

**a) Vannage :**

**Tableau V.15.** Les performances de la pompe après vannage

H app (m)	H c'	h v (m)	η ins av régl (%)	η ins apr régl (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
235,89	241	5,11	79	77,3	445,2	378,11

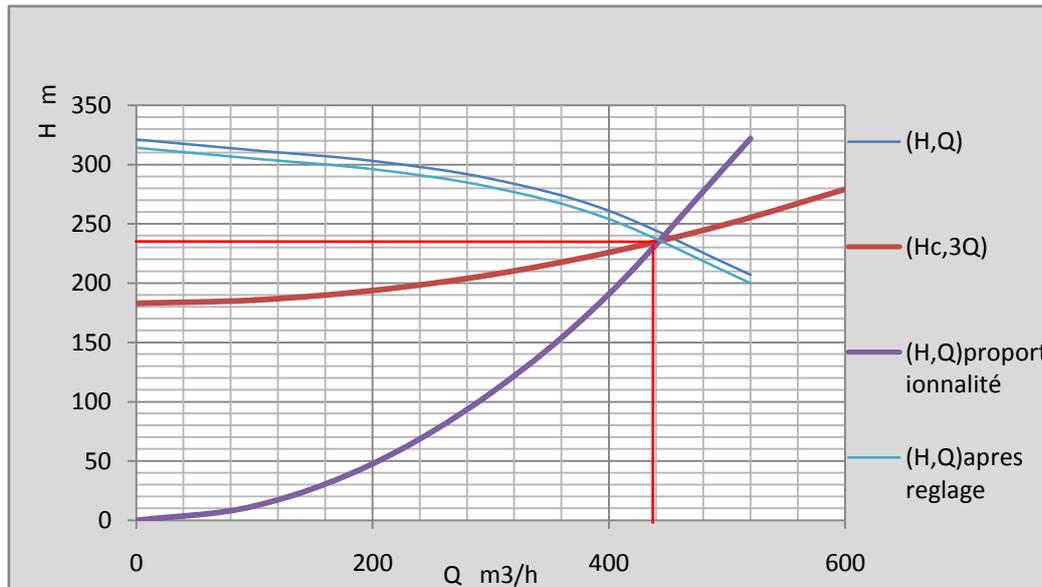
**b) Diminution du temps de pompage**

**Tableau V.16.** Les performances de la pompe après diminution de temps de pompage

Q app (m3/h)	Q pf (m3/h)	t (h)	t' ( h ,mn)	η ins apr regl (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
445,2	458	20	19h 28mn	79	445,2	367,02

**c) variation de la vitesse de rotation**

On a la courbe de proportionnalité  $H = a Q^2 \longrightarrow H = 0,0012619 * Q^2$



**Figure V.15** Réglage par diminution de la vitesse de rotation de la pompe 125 10.2

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.17.** Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation

H app (m)	H E (m)	N ava regl tr/min	N apr regl tr/min	ηava regl %	ηapr regl %	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
235,89	240	2900	2850	79	77,6	445,2	374,98

**Conclusion**

On opte pour le réglage par diminution de la vitesse de rotation jusqu'à 2850 tr/min, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

**V.7.4. Refoulement : SP4 - Réservoir d'Agouni Gueghrane**

**a) Vannage :**

**Tableau V.18.** Les performances de la pompe après le vannage

H app (m)	H c'	h v (m)	η ins av regl (%)	η ins apr regl (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kw)
175,6	190	14,4	72	67	243	189,07

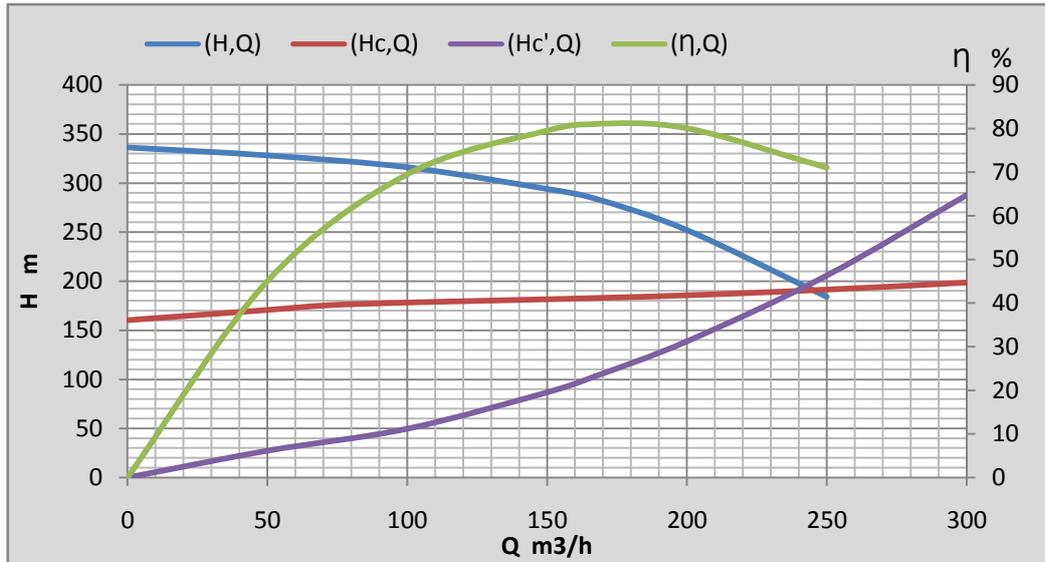
**b) Diminution du temps de pompage**

**Tableau V.19.** Les performances de la pompe après diminution de temps de pompage

Q app (m3/h)	Q pf (m3/h)	t (h)	t' (h, mn)	$\eta$ ins apr regl (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kw)
243	245	20	19h 50mn	72	243	219,81

**c) variation de la vitesse de rotation**

On a la courbe de proportionnalité  $H = a Q^2 \longrightarrow H = 0,002974 * Q^2$



**Figure V.16** Réglage par diminution de la vitesse de rotation de la pompe 100 8.1

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.20.** Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation

H app (m)	H E (m)	N ava regl tr/min	N apr regl tr/min	$\eta$ ava regl %	$\eta$ apr regl %	Q par pompe m3/h	P abs (kw)
175,6	192	2900	2652,3	72	65,9	243	193,07

**Conclusion**

On opte pour le réglage par diminution de temps de pompage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé avec une puissance faible.

**V.7.5. Refoulement : SP4 - Réservoir de Tlata :**

**a) Vannage :**

**Tableau V.21.** Les performances de la pompe après le vannage

H app (m)	H c'	h v (m)	$\eta$ ins av regl (%)	$\eta$ ins apr regl (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kw)
175,1	202	26,9	78	67,61	297,25	242,00

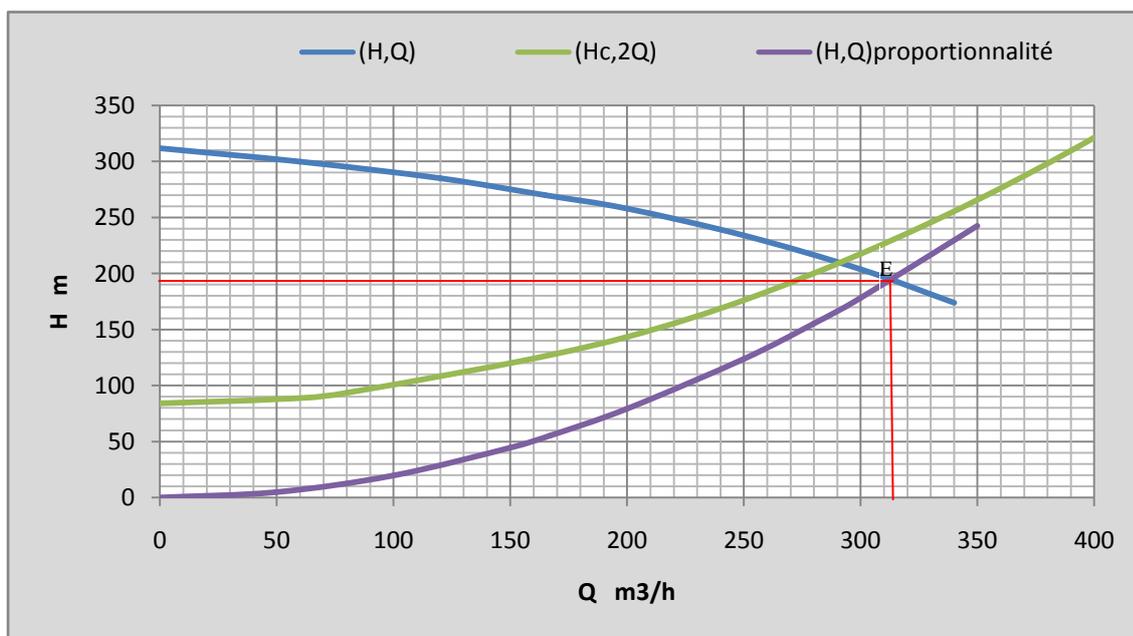
**b) Diminution du temps de pompage**

**Tableau V.22.** Les performances de la pompe après diminution de temps de pompage

Q app (m3/h)	Q pf (m3/h)	t (h)	t' ( h ,mn)	$\eta$ ins apr regl (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kw)
297,25	298	20	19h 56mn	78	148,62	124,09

**c) variation de la vitesse de rotation**

On a la courbe de proportionnalité  $H = a Q^2 \longrightarrow H = 0,00446 * Q^2$



**Figure V.17** Réglage par diminution de la vitesse de rotation de pompe 125 9.2

**Tableau V.23.** Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation

H app (m)	H E (m)	N ava regl tr/min	N apr regl tr/min	$\eta$ ava regl %	$\eta$ apr regl %	Q par pompe m3/h	P abs (kw)
175,1	197	2900	2577,6	78	69,3	297,25	230,17

**Conclusion**

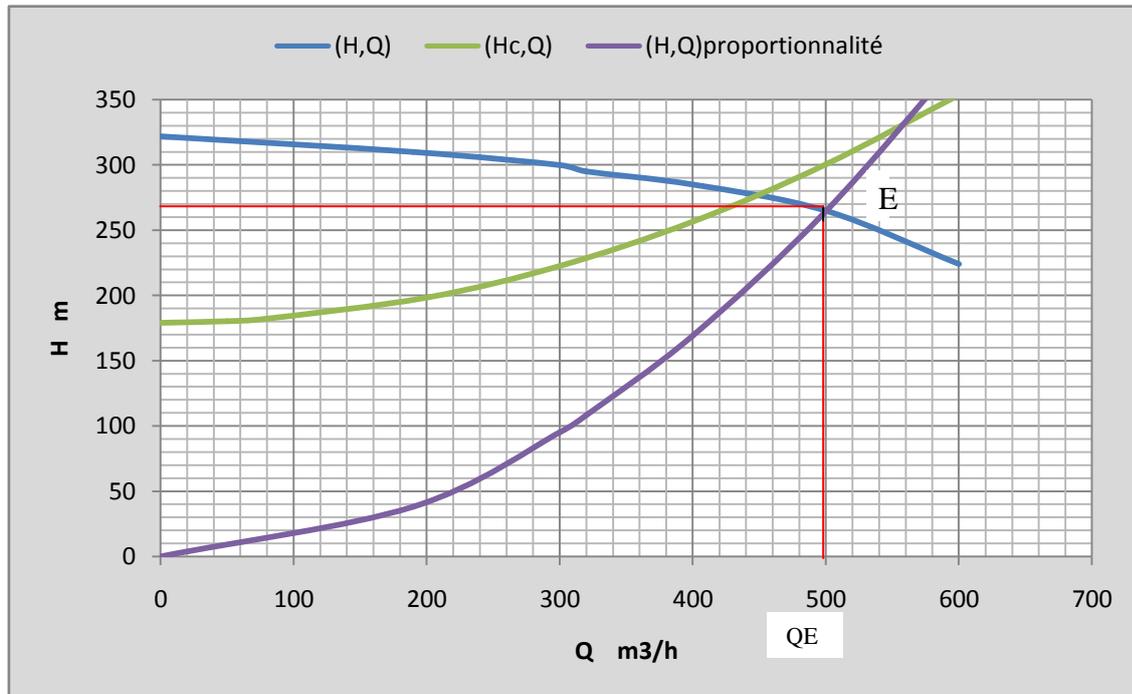
On opte pour le réglage par diminution de temps de pompage à 19h 56mn, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible

**V.7.6. Refoulement : SP4 - Réservoir d'Ighil N'ait Djennad :**

Rappelant que le débit de point de fonctionnement de cette variante est inférieur au débit demandé, donc on ne peut faire comme réglage que l'augmentation de la vitesse de rotation.

Pour cette pompe la courbe de proportionnalité c'est :

$$H = a Q^2 \longrightarrow H = 0,00105776 * Q^2$$



**Figure V.18** Réglage par augmentation de la vitesse de rotation de la pompe 150 11.2

**Tableau V.24.** Les performances de la pompe après l'augmentation de la vitesse de rotation

H app (m)	H E (m)	N ava regl tr/min	N apr regl tr/min	ηava regl %	ηapr regl %	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
263,7	265	2900	2893	79	78,6	499,3	458,65

**Conclusion**

Les résultats montrent que pour atteindre le débit demandé on doit diminuer la vitesse de rotation jusqu'à 2893 tr/mn avec une puissance absorbée de 458,65 kW pour avoir un rendement de 78.6 %,

D'après ces conditions le réglage est acceptable, sans recours à changer la pompe.

### V.8. Etude de la cavitation [5] :

La cavitation est un phénomène physique destructeur de la pompe. Elle résulte de l'implosion des bulles d'air contenue dans l'eau, au cours de laquelle une particule de métal est arrachée. La cavitation émet un bruit très spécifique, il faut intervenir très rapidement.

Les causes de cavitation sont :

- une trop grande vitesse de rotation,
- une ligne d'aspiration trop longue,
- une dénivellation trop importante entre pompe et bête,
- un filtre d'aspiration colmaté,
- une ligne d'aspiration bouchée.

Ainsi la condition de l'existence de ce phénomène peut s'exprimer lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur de liquide (pression de saturation) qui dépend de la nature de liquide et de sa température :

$$\frac{P_a}{\omega} < \frac{P_v}{\omega} = h_v \quad (\text{V.15})$$

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :  $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

$(NPSH)_r$  : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;  $(NPSH)_d$  : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + s \quad (\text{V.16})$$

$s$  : marge de sécurité,  $s = (0,1 - 0,5)$  m.

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

Dans notre cas, on recommande à faire des installations en charge au niveau de chaque station de pompage vu à ses avantages, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$(NPSH)_d = P_{at} - T_v - \left( -h_a + \frac{v_a^2}{2g} + \sum \Delta H_{p_{asp}} \right) \quad (\text{V.17})$$

$$\text{Donc on aura : } h_a = (NPSH)_r + 0,3 - P_{at} + T_v + \frac{v_a^2}{2g} + \sum \Delta H_{p_{asp}} \quad (\text{V.18})$$

Et si notre pompe ne peut s'installer en charge, la hauteur d'aspiration admissible sera :

$$h_a = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{v_a^2}{2g} - \sum \Delta H_{p_{asp}} \quad (\text{V.19})$$

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (\text{V.20})$$

Avec :  $H$  : altitude de la station.

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

**Tableau V.25:** Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T <sub>v</sub> (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

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

Donc T<sub>v</sub>=0.24mce

ΔH<sub>p<sub>asp</sub></sub> : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta H_{p_{asp}} = (1,10 - 1,15) * \Delta H_{p_{asp}}^{lin} \quad (V.21)$$

ΔH<sub>p<sub>asp</sub></sub><sup>lin</sup> : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée par les formules suivantes :

Installation en charge :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_a * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V.22)$$

Installation en aspiration :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{l_a * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V.23)$$

L<sub>r</sub> : longueur du collecteur d'aspiration, L<sub>a</sub> = 20 m ;

l<sub>r</sub> : longueur de la conduite d'aspiration, l<sub>a</sub> = 1,5 m ;

Q<sub>a</sub> : débit refoulé par une seule pompe (m<sup>3</sup>/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V.24)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D<sub>c</sub> : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (V.25)$$

Avec : V<sub>c</sub> : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend: V<sub>c</sub> = 1,5 m/s.

D<sub>a</sub> : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V.26)$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm). (Figure : V.19)

### ➤ Calage de la pompe

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

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V.27)$$

∇<sub>axe</sub> : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇<sub>min</sub> : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

Installation en charge :

$$\nabla_{\min} = C_p - h + h_{inc} \quad (\text{V.28})$$

Installation en aspiration :

$$\nabla_{\min} = C_p + h - h_{inc} \quad (\text{V.29})$$

$C_p$  : 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.

### V.8.1. Refoulement : SP1 - Réservoir SP2

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 9,6$  m (figure V.5)
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 110 \Rightarrow P_{at} = 10,18$  mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,33 * DN1$

DN1 = 150 mm

Donc :  $D_a = 1,33 * 150 \Rightarrow D_a = 200$  mm

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 133,9 * 10^{-3}}{3,14 * 0,2^2} \Rightarrow V_a = 4,26$  m/s

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 401,82 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,584$$
 m

On pose  $D_c = 0,6$  m  $\Rightarrow V_c = \frac{4 * 401,82 * 10^{-3}}{3,14 * 0,6^2} \Rightarrow V_c = 1,42$  m/s

Cette vitesse est acceptable alors on prend :  $D_c = 600$  mm

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{20 * (401,82 * 10^{-3})^2}{0,6^{5,3}} + \frac{1,5 * (133,9 * 10^{-3})^2}{0,2^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,32$$
 m

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,32 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,37$  m

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9,6 + 0,3 - 10,18 + 0,24 + \frac{4,26^2}{2 * 9,81} + 0,37 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 1,25$$
 m

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :  $\nabla_{\min} = 113,5 - 5,5 \Rightarrow \nabla_{\min} = 108$  mNGA

- La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 108 - 1,25 + 0,25 \Rightarrow \nabla_{axe} = 107$  m

### V.8.2. Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 9,5$  m
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 329 \Rightarrow P_{at} = 9,87$  mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,33 * DN1$

DN1 = 150 mm

Donc :  $D_a = 1,33 * 150 \Rightarrow D_a = 200$  mm

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 123,7 * 10^{-3}}{3,14 * 0,2^2} \Rightarrow V_a = 3,9 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 371,1 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,56 \text{ m}$$

On pose  $D_c = 0,6 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 371,1 * 10^{-3}}{3,14 * 0,6^2} \Rightarrow V_c = 1,31 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend :  $D_c = 600 \text{ mm}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{20 * (371,1 * 10^{-3})^2}{0,6^{5,3}} + \frac{1,5 * (123,7 * 10^{-3})^2}{0,2^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,37 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,37 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,43 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9,5 + 0,3 - 9,87 + 0,24 + \frac{3,9^2}{2 * 9,81} + 0,43 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 1,37 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :  $\nabla_{min} = 332,2 - 5,3 \Rightarrow \nabla_{min} = 326,9 \text{ mNGA}$

- La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 326,9 - 1,37 + 0,22 \Rightarrow \nabla_{axe} = 325,75 \text{ m}$

### V.8.3. Refoulement : SP3 - Réservoir SP4

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 9,5 \text{ m}$

- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 552 \Rightarrow P_{at} = 9,56 \text{ mce}$

- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,33 * DN1$

DN1 = 150 mm

Donc :  $D_a = 1,33 * 150 \Rightarrow D_a = 200 \text{ mm}$

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 123,7 * 10^{-3}}{3,14 * 0,2^2} \Rightarrow V_a = 3,9 \text{ m/s}$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 371,1 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,56 \text{ m}$$

On pose  $D_c = 0,6 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 371,1 * 10^{-3}}{3,14 * 0,6^2} \Rightarrow V_c = 1,31 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend :  $D_c = 600 \text{ mm}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{20 * (371,1 * 10^{-3})^2}{0,6^{5,3}} + \frac{1,5 * (123,7 * 10^{-3})^2}{0,2^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,37 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,37 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,43 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9,5 + 0,3 - 9,56 + 0,24 + \frac{3,9^2}{2 * 9,81} + 0,43 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 1,68 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :  $\nabla_{min} = 555 - 5,1 \Rightarrow \nabla_{min} = 549,9mNGA$

$$\text{La côte de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 549,9 - 1,68 + 0,28 \Rightarrow \nabla_{axe} = 548,9m$$

### Remarque :

Après un essai de calcul sur les pompes de la station de pompage SP4 pour les installer en charge on a trouvé que les charges disponible inférieure à zéro, donc on opte pour des installations en aspiration.

### V.8.4. Refoulement : SP4 - Réservoir d'Agouni Gueghrane

La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 6,5 \text{ m}$

- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 735 \Rightarrow P_{at} = 9,31 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,2 * DN1$

DN1 = 125 mm

$$\text{Donc : } D_a = 1,2 * 125 \Rightarrow D_a = 150mm$$

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 66,7 * 10^{-3}}{3,14 * 0,15^2} \Rightarrow V_a = 3,77m/s$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{10 * (66,7 * 10^{-3})^2}{0,15^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,8m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,8 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,92m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9,31 - 6,5 - 0,3 - 0,24 - \frac{3,77^2}{2 * 9,81} - 0,92 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 0,62m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :  $\nabla_{min} = 736 - 5,1 \Rightarrow \nabla_{min} = 730,9mNGA$

$$\text{La côte de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 730,9 + (0,62) - 0,22 \Rightarrow \nabla_{axe} = 731,30mNGA$$

### V.8.5. Refoulement : SP4 - Réservoir de Tlata

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 6,1 \text{ m}$
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 735 \Rightarrow P_{at} = 9,31 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,33 * DN1$

DN1 = 150 mm

$$\text{Donc : } D_a = 1,33 * 150 \Rightarrow D_a = 200mm$$

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 82,57 * 10^{-3}}{3,14 * 0,2^2} \Rightarrow V_a = 3,11m/s$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{10 * (82,57 * 10^{-3})^2}{0,2^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,6m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,69 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,69m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9,31 - 6,1 - 0,3 - 0,24 - \frac{3,11^2}{2 * 9,81} - 0,69 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 1,28 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :  $\nabla_{\min} = 736 - 5,1 \Rightarrow \nabla_{\min} = 730,9 \text{mNGA}$

La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 730,9 + 1,28 - 0,18 \Rightarrow \nabla_{axe} = 732 \text{mNGA}$

### V.8.6. Refoulement : SP4 - Réservoir d'Ighil N'ait Djennad

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 7,2 \text{ m}$
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 735 \Rightarrow P_{at} = 9,31 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,5 * DN1$

DN1 = 200 mm

Donc :  $D_a = 1,5 * 200 \Rightarrow D_a = 300 \text{mm}$

- La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 138,68 * 10^{-3}}{3,14 * 0,3^2} \Rightarrow V_a = 1,96 \text{m/s}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left( \frac{10 * (138,68 * 10^{-3})^2}{0,3^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,20 \text{m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,2 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,23 \text{m}$

$$h_{asp}^{adm} = 9,31 - 7,2 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,96^2}{2 * 9,81} - 0,23 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 1,14 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :  $\nabla_{\min} = 736 - 5,1 \Rightarrow \nabla_{\min} = 730,9 \text{mNGA}$

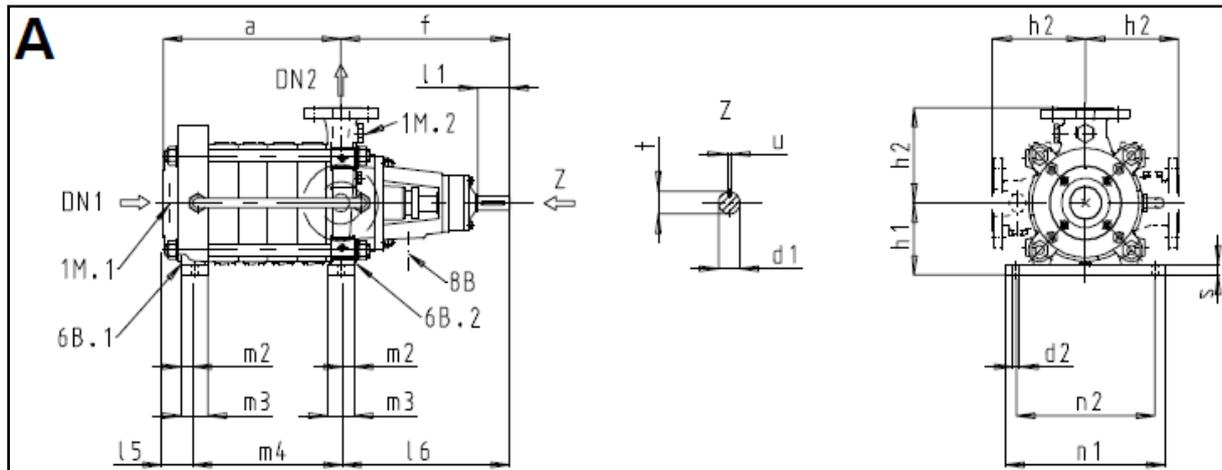
La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 730,9 + (1,14) - 0,24 \Rightarrow \nabla_{axe} = 731,8 \text{mNGA}$

#### Remarque :

Vu que les trois dernières groupes élévatoires s'abrite dans une même salle dans le bâtiment alors on recommande de les installer tous à une côte de l'axe 732 m pour éviter l'encombrement dans la salle

### V.9 Encombrement des pompes : [8]

Afin de bien dimensionner quelques ouvrages dans la station de pompage et même le bâtiment qui abrite les pompes on doit d'abord savoir les dimensions de chaque type de pompe, pour notre cas les dimensions sont tirées depuis le catalogue de KSB.



Multitec A,B,C,D	1)	2)	DN <sub>1</sub>		DN <sub>2</sub>	a	d <sub>1 k7</sub>	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
			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
		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
		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	150	125	100	666	40	26	593	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	573	504	450	30
		21	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	150	125	100	846	40	26	773	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	753	504	450	30
		23	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	17	150	125	100	1026	40	26	953	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	933	504	450	30
		25	150	125	100	1116	40	26	1043	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	1023	504	450	30
	11	26	150	125	100	1206	40	26	1133	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	1113	504	450	30
31 (RO)		150	125	100	1306	40	26	1233	472	463	235	275	30	110	339	329	492	103	462	35	70	1203	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
		11	200	150	125	505	50	26	404	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	416	320	250	30
		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
		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
		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
		2	200	150	125	953	50	26	852	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	866	320	250	30
		3	200	150	125	1065	50	26	964	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	978	320	250	30
		8	200	150	125	1177	50	26	1076	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	1090	320	250	30
	3	15	200	150	125	393	50	30	292	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	255	605	561	50
		16	200	150	125	505	50	30	404	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	367	605	561	50
		17	200	150	125	617	50	30	516	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	479	605	561	50
		20	200	150	125	729	50	30	628	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	591	605	561	50
		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
		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
		27	200	150	125	1065	50	30	964	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	927	605	561	50
		31 (RO)	200	150	125	1177	50	30	1076	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	1039	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
		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
		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	250	200	150	980	60	34	866	594	578	350	400	22	140	426	411	600	137	567	30	104	870	350	265	30	

1) Le nombre d'étages, 2) Le code de matériau

**Figure V.19:** Encombrement des pompes de type Multitec A

## V.10. Choix du moteur électrique [8]

### V.10.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

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

### V.10.2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (\text{V.30})$$

Où:

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

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

Donc on prend  $N_m = 3000 \text{ tr/min}$

### V.10.3. Puissance fournie par le moteur

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

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{\text{app}} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{\text{acc}} * \eta_m} \quad (\text{V.31})$$

Où :

$P_m$  : puissance du moteur (watt) ;

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

$Q_{\text{app}}$  : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

$\eta_p$  : rendement de la pompe ;

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

$\eta_m$  : rendement du moteur,  $\eta_m = (12-95) \%$ ,

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

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

**Tableau V.26:** Coefficient de correction en fonction de la puissance

$P_{\text{abs}}$ (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	$\succ 200$
<b>K</b>	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

Appliquant la formule précédente (V.31), pour calculer la puissance de moteur électrique de chaque type de pompe.

Le tableau suivant représente les résultats trouvés :

**Tableau V.27** calcul de la puissance des moteurs électriques ;

	$\eta$ final (%)	HMT (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	K	Pm (KW)
<b>SP1-SP2</b>	79,78	235,4	0,13394	1,05	486,36
<b>SP2-SP3</b>	79	250	0,12367	1,05	481,63
<b>SP3-SP4</b>	77,6	235	0,12367	1,05	460,90
<b>SP4-Agouni G</b>	72	175,6	0,0675	1,05	202,59
<b>SP4-Tlata</b>	78	175,1	0,04128	1,08	117,30
<b>SP4-Ighil N'ait D</b>	78,6	263,7	0,13869	1,05	562,62

**V.10.4. Type et caractéristiques du moteur :**

Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire le type du moteur et ses caractéristiques à partir du catalogue des moteurs asynchrones triphasés LEROY SOMER (Voir l'annexe II.3.).

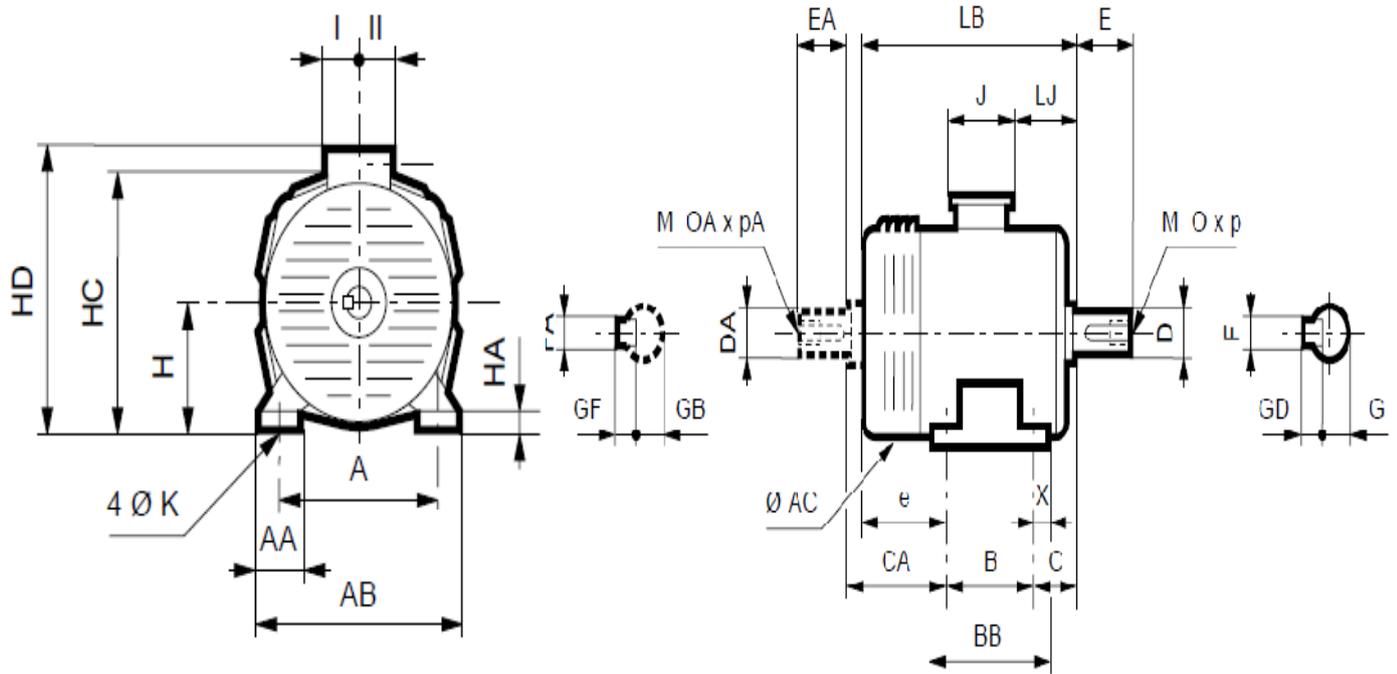
**Tableau V.28** Types et caractéristiques des différents moteurs électriques

	Pm (KW)	type du moteur	Masse (Kg)	Pm choisit (KW)	N <sub>m</sub> (tr/min)	$\eta_m$ (%)	Cos $\phi$	Intensité (A)
<b>SP1-SP2</b>	486,36	PLS 355 LA	1700	500	2978	96	0.87	864
<b>SP2-SP3</b>	481,63	PLS 355 LA	1700	500	2978	96	0.87	864
<b>SP3-SP4</b>	460,90	PLS 355 LA	1700	500	2978	96	0.87	864
<b>SP4-Agouni Gueghrane</b>	202,59	PLS 315 M	705	200	2974	95.2	0.9	341
<b>SP4-Tlata</b>	117,300	PLS 280 MC	455	132	2958	94.6	0.87	232
<b>SP4-Ighil N'ait Djennad</b>	562,62	PLS 355 LA	1700	500	2978	96	0.87	864

**V-10-5- Encombrement des moteurs :**

Pour bien dimensionner le bâtiment de chaque station de pompage on doit connaître les différentes dimensions des pompes qu'il abrite :

Les dimensions de chaque type de moteur sont retirés de catalogue LEROY SOMER,



Type	Dimensions principales																			
	A	AB	B	BB	C	X	AA	K	HA	e	H	AC	HD	HC	LB	LJ	J	I	II	CA
PLS 160 M	254	294	210	245	108	20	45	14	20	147	180	295	367	308	465	142	124	70	70	154
PLS 160 MG	254	294	210	298	108	22	44	14	24	180	180	343	407	332	498	118	205	100	95	187
PLS 160 L	254	294	254	298	108	22	44	14	24	136	180	343	407	332	498	118	205	100	95	143
PLS 180 M	279	324	241	319	121	20	68	14	30	136	180	343	427	352	498	118	205	100	95	143
PLS 180 L	279	324	279	319	121	20	68	14	30	123	180	343	427	352	523	118	205	100	95	130
PLS 180 LG	279	344	279	323	121	22	60	14	30	180	180	387	450	374	580	168	205	100	95	190
PLS 200 M	318	378	267	347	133	20	60	19	30	230	200	387	470	394	630	168	205	100	95	240
PLS 200 LP	318	378	305	347	133	20	60	19	30	192	200	387	470	394	630	168	205	100	95	202
PLS 200 L	318	378	305	345	133	20	60	19	32	215	200	437	520	419	653	198	217	103	145	227
PLS 225 MU	356	416	311	351	149	20	60	19	32	233	225	437	545	444	693	198	217	103	145	245
PLS 225 MR	356	416	311	351	149	20	60	19	32	248	225	437	545	444	708	198	217	103	145	260
PLS 250 SP	406	470	311	400	168	26	94	24	40	300	250	490	643	495	779	158	292	148	180	310
PLS 250 MP	406	470	349	400	168	26	94	24	40	262	250	490	643	505	779	158	292	148	180	272
PLS 280 SC	457	517	368	467	190	24	60	24	26	266	280	490	684	524	824	209	292	148	180	276
PLS 280 MC	457	517	419	467	190	24	60	24	26	215	280	490	684	524	824	209	292	148	180	225
PLS 280 MD	457	517	419	467	190	24	60	24	26	295	280	490	684	524	904	209	292	148	180	305
PLS 315 S	508	608	406	486	216	40	100	28	26	258	315	600	776	615	880	305	292	148	180	271
PLS 315 SU	508	608	406	486	216	40	100	28	26	318	315	600	776	615	940	305	292	148	180	331
PLS 315 M	508	608	457	537	216	40	100	28	26	267	315	600	776	615	940	305	292	148	180	280
PLS 315 MU	508	608	457	537	216	40	100	28	26	352	315	600	776	615	1025	305	292	148	180	365
PLS 315 L	508	608	508	588	216	40	100	28	26	301	315	600	776	615	1025	305	292	148	180	314
PLS 315 LD	508	608	508	588	216	40	100	28	26	361	315	600	865	615	1085	241	420	180	235	374
PLS 315 MG	508	608	457	537	216	40	100	27	26	378	315	660	890	650	1051	248	428	205	195	393
PLS 315 LG	508	608	508	588	216	40	100	27	26	407	315	660	890	650	1131	248	428	205	195	422
PLS 315 VLG	508	608	560	640	216	40	100	27	26	415	315	660	890	650	1191	248	428	205	195	430
PLS 315 VLGU	508	608	560	640	216	40	100	27	26	485	315	660	890	650	1261	248	428	205	195	500
PLS 355 L	610	710	630	710	254	30	100	27	26	586	355	705	1110	710	1470	130	625	205	355	596
PLS 400 L	686	806	710	800	280	45	80	35	26	765	400	795	1195	800	1755	230	625	205	355	775

Figure V.20: Planche d'encombrement des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles.

**Tableau V.29** : Dimensions principales des moteurs :

N° station	Type	Les dimensions en millimètre (mm)										
		AB	BB	C	CA	E	K	B	HD	H	AC	LB
1,2 et 3	PLS 355 LA	710	710	254	596	170	27	630	1110	355	705	1470
4	PLS 315 M	608	537	216	280	140	28	457	776	315	600	940
	PLS 280 MC	517	467	190	225	140	24	419	684	280	490	824
	PLS 355 LB	710	710	254	596	170	27	630	1110	355	705	1470

## V.11. Dimensionnement des bâtiments des stations

Vu l'égalité du nombre et le type de groupes électropompes au niveau des stations de pompage SP1, SP2 et SP3 donc les dimensions de leurs bâtiments sont les mêmes, En outre les groupes électropompes au niveau de la station de pompage SP4 sont placés en parallèle dans la salle des pompes, donc pour la longueur on choisit le groupe le plus longue.

### V.11.1. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (\text{V.32})$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (\text{V.33})$$

$H_p$  : hauteur de la pompe,  $H_p = h_1 + h_2$  (voir figure V.19) ;

$H_s$  : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m,  $H_s = 0,4$  m

$H_r$  : hauteur de réserve  $H_r = 0,5$ m ;

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

$H_7$  : hauteur du chariot,  $H_7 = 0,3$ m ;

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

$H_9$  : hauteur de sécurité,  $H_9 = 0,5$ m ;

#### Remarque

Les hauteurs des bâtiments seront normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m).

### V.11.2. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \cdot L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \quad (\text{V.34})$$

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

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

$L_{pe}$  : longueur de la pompe,  $L_{pe} = a + f$  (voir figure V.19) ;

$L_m$ : longueur du moteur,  $L_m = CA + B + C + E$  (voir figure V.20) ;

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

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

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

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

$L_p$  : longueur du bureau du personnel,

On prend :  $L_p = 3$  m ;

**V.11.3. Largeur du bâtiment**

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \tag{V.35}$$

s : épaisseur du mur, s = 0,2 m ;

l<sub>1</sub> : distance entre mur et premier organe de la pompe, l<sub>1</sub> = 0,3m ;

l<sub>2</sub> : distance entre les tubulures, l<sub>2</sub> = 1.2 m ;

l<sub>3</sub> : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \tag{V.36}$$

Où :

l<sub>p</sub>: longueur de la pompe et de moteur,

l<sub>tr</sub> : longueur de la tubulure de refoulement, l<sub>tr</sub> = 2 \* D<sub>a</sub>

l<sub>tasp</sub> : longueur de tubulure d'aspiration, l<sub>tasp</sub> = 0,9 m ;

l<sub>c</sub> : longueur du convergent, l<sub>c</sub> = 1m ;

*Remarque :*

Pour la station de pompage SP4 on dimensionne avec la pompe de type mulitec 150 11.2 car c'est la plus longue.

**Tableau V.30** Les dimensions des bâtiments des stations de pompage :

		les dimensions sont exprimées en mètre (m)					
N° station	nombre de pompe	longueur de la pompe	longueur du moteur	hauteur calculée	hauteur normalisée	longueur	largeur
1,2 et 3	4	0.994	1.65	5.325	5.5	20	8
4	7	1.05	1.65	5.325	5.5	28	8

**V.12 Calcul du rendement des stations de pompage**

Le rendement d'une station de pompage se détermine comme suit :

$$\eta_{sp} = \eta_p \eta_m \eta_{tr} \eta_{rés} \dots$$

Avec η<sub>p</sub> : rendement de la pompe choisie

η<sub>m</sub> : rendement du moteur électrique

η<sub>tr</sub> : rendement du transmission qui est égale à 1.

η<sub>rés</sub> : rendement du réseau électrique qui est égale à (97à99)%.

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.31** calcul de rendement de chaque station de pompage

	$\eta_p$ (%)	$\eta_m$ (%)	$\eta_{tr}$ (%)	$\eta_{res}$ (%)	$\eta_{sp}$ (%)
SP1	79,78	96	100	97	<b>74,29</b>
SP2	79	96	100	97	<b>73,56</b>
SP3	77,6	96	100	97	<b>72,26</b>
SP4-Agouni G	72	95,2	100	97	<b>66,49</b>
SP4-Tlata	78	94,6	100	97	<b>71,57</b>
SP4-Ighil N'ait Dj	78,6	96	100	97	<b>73,19</b>

### V.13. Suggestion pour le suivi du système de pompage

- 1- mesure de débit horaire de chaque pompe pour voir l'usure ou le fonctionnement anormal d'une pompe quotidiennement,
- 2- mesure de la consommation d'énergie électrique de chaque pompe, car une évolution anormale indique une anomalie sur la pompe ou sur le groupe, et cela se fait avec une fréquence mensuelle,
- 3- vérification de la turbidité de l'eau au niveau de chaque station, dont elle ne doit pas dépassée 5 NTU et si c'était le cas on cherche les causes de cette augmentation, et cela dans chaque mois ou après une forte pluie,
- 4- mesure du chlore résiduel (chlore actif dans l'eau), il doit être toujours entre 0.05 et 0.15 mg/l, jamais au dessus de 0.5 mg/l, cette opération se fait d'une fréquence hebdomadaire.

### Conclusion

Dans ce chapitre on a put faire un choix de type et de nombre de groupe élévatoire pour chaque station de pompage, ainsi on leurs a fait subir des réglages pour qu'elles puissent satisfaire les exigences de la population,

Enfin on a déterminé les dimensions des bâtiments des stations de pompage.

# **CHAPITRE VI**

## **Protection des conduites**

**Introduction :**

Afin d'éviter les risques de dysfonctionnement de la canalisation d'adduction ou bien la détérioration des pompes on doit prévenir au deux (02) effets néfastes qui peuvent atteindre notre système, le coup de bélier et la corrosion.

**VI.1. Protection contre le Coup de bélier****Définition :**

Le coup de bélier ou surpression est la brusque augmentation ou diminution de pression suite à un changement de vitesse du fluide dans la canalisation. La cause habituelle est la fermeture ou l'ouverture rapide d'une vanne ou la mise en route ou l'arrêt d'une pompe par exemple dans le cas d'un arrêt lors d'une coupure électrique. Les facteurs les plus importants qui influencent l'intensité du coup de bélier sont le changement de vitesse du fluide, la durée de fermeture ou d'ouverture de la vanne, la compressibilité du fluide, la rigidité du tuyau dans le sens circonférentiel et la résistance physique du support du système de canalisation.

**VI.1.1 L'origine du phénomène de coup de bélier :**

- incident (notamment électrique) provoquant l'arrêt de la pompe ou l'arrêt simultané de plusieurs pompes,
- mise en marche d'une ou plusieurs pompe(s),
- ouverture ou fermeture d'un robinet d'isolement.

**VI.1.2 Les équipements de protection : [5]**

Les équipements de protection ont pour fonction générale d'atténuer la variation de pression et de réduire les effets néfastes de celles-ci. En d'autre termes. il ne suffit pas de penser uniquement à réduire l'amplitude des surpressions et dépression mais aussi dans certains cas.

Empêcher la cavitation ou l'inversion d'écoulements. Compte tenu de la grande variété des Installations hydrauliques et de leurs modes d'opération. Il n'est pas possible de considérer un équipement de protection universel et polyvalent. On présentera donc, dans ce qui suit, une panoplie d'équipements.

**VI.1.2.1 Le volant d'inertie :**

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante, fixée à l'arbre du groupe moteur pompe. Il permet, lors d'une coupure d'alimentation, d'allonger le temps de fermeture en dissipant l'énergie cinétique de rotation accumulée. Par contre, son utilisation demande un volume d'encombrement suffisant et les départs de pompes ne pourront être rapides.

### VI.1.2.2 Chambres ou cheminées d'équilibre :

Les cheminées d'équilibre sont des dispositifs assez simples qui permettent de transformer les surpressions et les dépressions en variation de hauteur de colonne d'eau,

Dans cas de refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes.

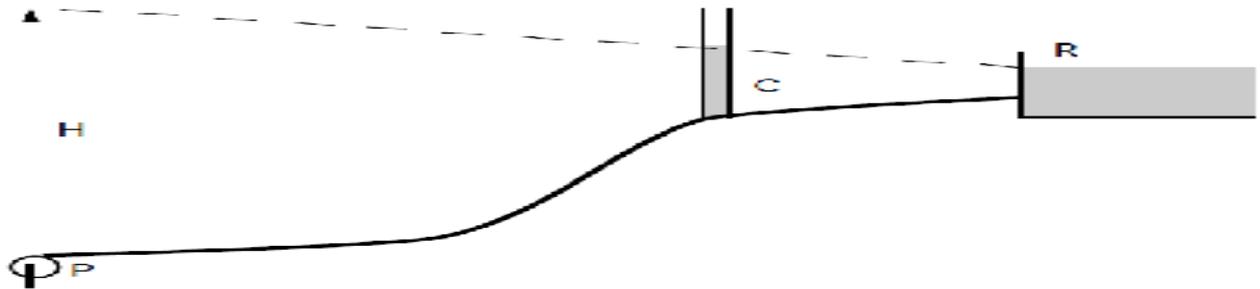


Figure VI.1: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

### VI.1.2.3 Chambre d'équilibre unidirectionnelle

Ces chambres permettent de réduire les dépressions par addition d'un débit supplémentaire pour contrer la réduction du débit causée par une fermeture brusque ou un arrêt de pompe. Son calcul s'effectue comme une cheminée d'équilibre munie d'un clapet non retour.

### VI.1.2.4 Réservoirs d'air

Les réservoirs hydropneumatiques sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé (fig.VI.2).

L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite.

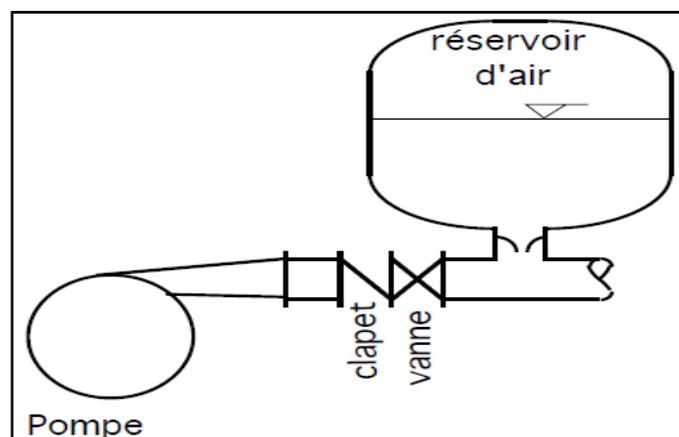


Figure VI.2 Réservoir hydropneumatique

### **VI.1.2.5 Soupapes de décharge**

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort dont la pression est ajustée à une valeur légèrement supérieure (5%) à la pression maximale d'opération. L'ouverture de la soupape laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

Ce dispositif est nécessaire pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

### **VI.1.2.6 Bypass**

Un bypass ou (by-pass) est une conduite équipée d'un clapet dans le sens amont aval qui contourne une pompe.

#### **Remarque :**

Pour notre cas on a choisi comme protection des réservoirs d'air car ils présentent beaucoup d'avantages ainsi ils s'adaptent bien avec notre système.

### **VI.1.3 Fonctionnement d'un réservoir d'air :**

L'installation d'un tel réservoir anti-bélier est très simple, mais doit être conduite avec soins. Lorsque cette installation est bien faite, l'inspection future du réservoir sera très simple.

**1.** Initialement, la pression de pré-gonflage doit être ajustée à la valeur définie par l'étude hydraulique (le gaz peut-être de l'air comprimé ou de l'azote). A ce stade, la vessie est vidée de tout contenu.

**2.** A l'ouverture de la connexion avec le réseau, l'eau va entrer dans le réservoir, commencé à déployer la vessie et comprimer le gaz (la pression statique est toujours plus élevée que la pression de pré-gonflage).

**3.** L'eau remplit le réservoir en comprimant le gaz jusqu'à ce qu'un équilibre de pression soit atteint entre le liquide et le gaz comprimé.

**4.** Immédiatement après un arrêt de pompe la pression dans le réseau va décroître et l'énergie élastique contenue dans le réservoir va décharger l'eau du réservoir dans le réseau. Ceci évite toute dépression qui pourrait être dommageable aux tuyauteries.

**5.** Comme la pression atteint son niveau le plus bas, le flot va s'inverser, qui va ensuite entrer dans le réservoir au travers d'une connexion de diamètre réduit (clapet d'anti-retour percé ou bypass) si celle-ci est hydrauliquement requise. Plusieurs oscillations apparaîtront ensuite jusqu'à ce qu'un état d'équilibre soit atteint.

**6.** Quand la station redémarrera, le réservoir continuera à se remplir jusqu'à ce que l'équilibre en fonctionnement soit atteint, étant ainsi prêt pour le prochain arrêt de pompe.

Les étapes citées avant sont représentées dans la figure qui suit :

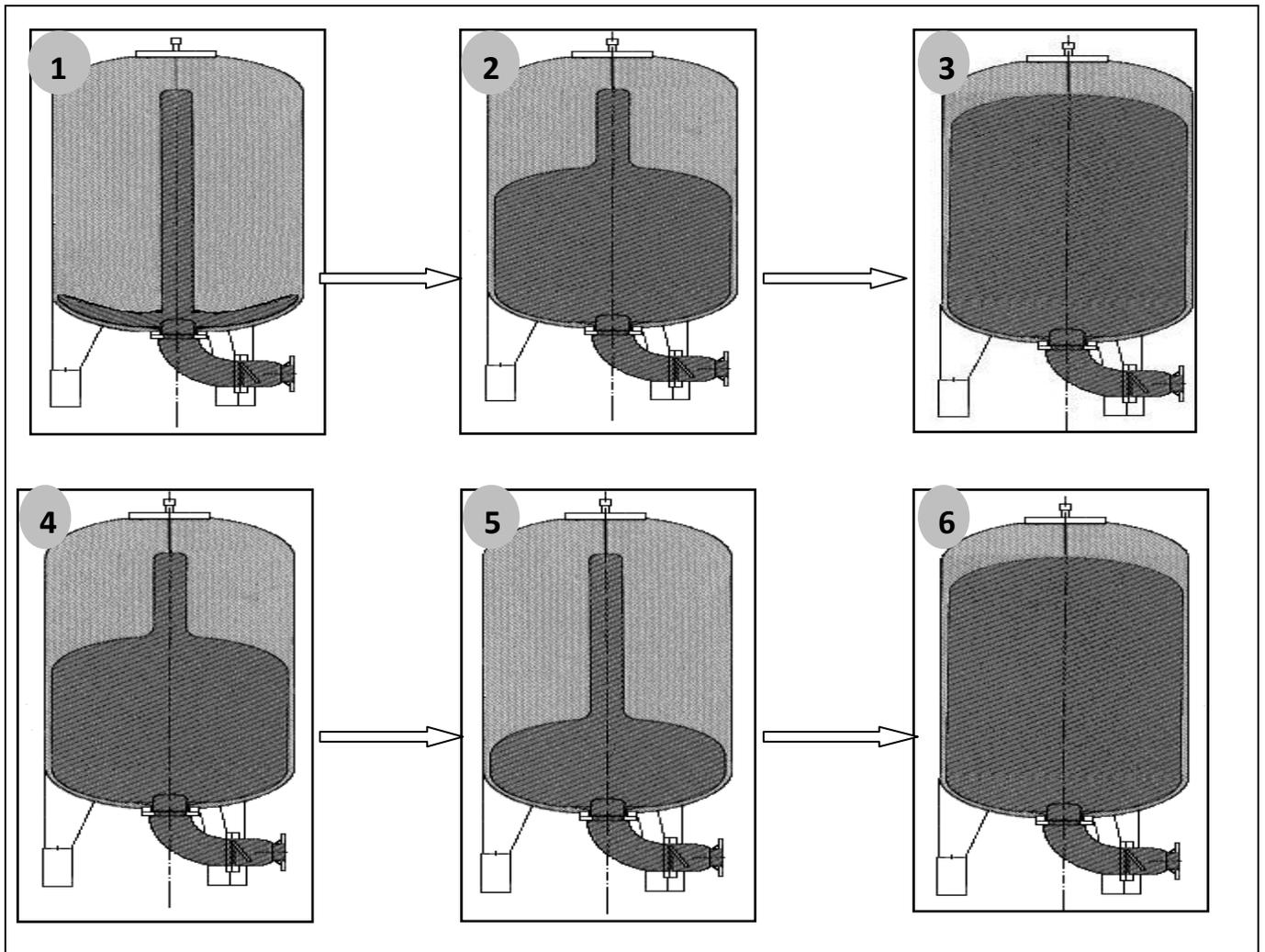


Figure VI.3 : les étapes de fonctionnement d'un réservoir d'air

### VI.1.4 Protection de la conduite 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.

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (VI.1)$$

a : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

pour la fonte :  $K = 1$ .

$$\text{A.N : } a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 * \frac{600}{9,9}}} \Rightarrow a = 948,66 \text{ m/s}$$

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

$$t_r = \frac{2 * L}{a} \quad (\text{VI.2})$$

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

L : longueur de la conduite (m).

$$\text{A.N : } t_r = \frac{2 * 7734}{948,66} \Rightarrow t_r = 16,3 \text{ s.}$$

### Conclusion :

Afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à **16,3 s**.

## **VI. 1.5 Calcul des réservoirs d'air pour les conduites de refoulement**

Les différentes méthodes de calcul d'un réservoir d'air sont comme suit :

### ✓ 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.

Pour notre cas on choisit de dimensionner les six (06) réservoirs d'air que contient notre projet par la méthode de VIBERT:

Quand la conduite de longueur L et de section constante S est à caractéristique unique (caractères hydrauliques et mécaniques identiques sur toute sa longueur), le volume d'air  $U_0$  nécessaire pour le fonctionnement normal est donné par la formule simple :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

LS volume de la conduite à protéger,

$Z_0 = Hg + 10$  pression absolue au refoulement, exprimée en mètres d'eau,

$f(Z/Z_0) = (Z_0/Z_{\min}) - \ln(Z_0/Z_{\min}) - 1$

$V_0$  vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement

g: l'accélération de pesanteur.

Et on pose :

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \quad (VI.4).$$

On aura :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)}$$

Mais, dans le cas de coup de bélier :

$$Z = Z_{max} = Hg + 10 + \frac{cV_0}{g} \quad (VI.5)$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s), calculée à l'aide de la formule améliorée par **SALAH. B** pour les conduites enterrées.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (VI.6)$$

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 ; E<sub>m</sub> = 2\*10<sup>11</sup> pour l'acier.

E<sub>m</sub> = 3\*10<sup>9</sup> pour le PVC.

E<sub>s</sub> : module de Young du sol ; E<sub>m</sub> = 2\*10<sup>8</sup> Pascal.

ν<sub>m</sub> : coefficient de poisson du matériau. ν<sub>m</sub>=0,3 (acier), ν<sub>m</sub>=0,46 (PVC)

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).

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe III})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}}$$

U<sub>max</sub>: volume du réservoir d'air.

**Application****1. Les données de base**

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau VI-1:** Les caractéristiques des tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de tronçon	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1-SP2	600	0,2826	1,42	2755	219
SP2-SP3	600	0,2826	1,31	5351	223
SP3-SP4	600	0,2826	1,31	10455	183
SP4-R A Gueghranne	300	0,07065	0,95	1910,5	160,4
SP4-R Tlata	400	0,1256	1,1	13685	84,1
SP4-R IN Djennad	400	0,1256	0,92	17915	179,1

**2. Calcul de la célérité d'onde C**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau VI-2:** Calcul de célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement:

N° de la station	K (Pa) (*10 <sup>9</sup> )	P (Kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	$\nu_m$	$\nu_s$	E <sub>s</sub> (Pa) (*10 <sup>8</sup> )	E <sub>m</sub> (Pa) (*10 <sup>11</sup> )	e <sub>m</sub> (m)	C (m/s)
<b>1, 2,3</b>	2.07	1000	0.3	0.3	0.33	2	2	0.0099	<b>1156.28</b>
<b>4-A G</b>	2.07	1000	0.15	0.3	0.33	2	2	0.0072	<b>1224.02</b>
<b>4-Tlata</b>	2.07	1000	0.2	0.3	0.33	2	2	0.0081	<b>1194.81</b>
<b>4- I N DJ</b>	2.07	1000	0.2	0.3	0.33	2	2	0.0081	<b>1194.81</b>

**3. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI-3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

N° station	Zo	Zmax	Zmax/Zo	Ho	Ho/Zo	Uo/LS	Zmin/Zo	Uo	Umax (m)	V final (L)
SP1	229	396,4	1,731	0,1	0,000449	0,0037	0,63	2,8807	4,57251	<b>5000</b>
SP2	233	387,4	1,663	0,09	0,000375	0,0034	0,65	5,1415	7,90993	<b>8000</b>
SP3	193	347,4	1,8	0,09	0,000453	0,0032	0,615	0,9541	1,55131	<b>2000</b>
SP4- A G	170,4	288,9	1,696	0,05	0,00027	0,0024	0,64	0,3239	0,50616	<b>500</b>
SP4-Tlata	94,1	228,1	2,424	0,06	0,000655	0,0032	0,57	5,5003	9,64961	<b>10000</b>
SP4-I N DJ	189,1	301,2	1,593	0,04	0,000228	0,0026	0,675	5,8503	8,66714	<b>9000</b>

VI.1.6 Encombrement du réservoir d'air [9]

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure VI.4

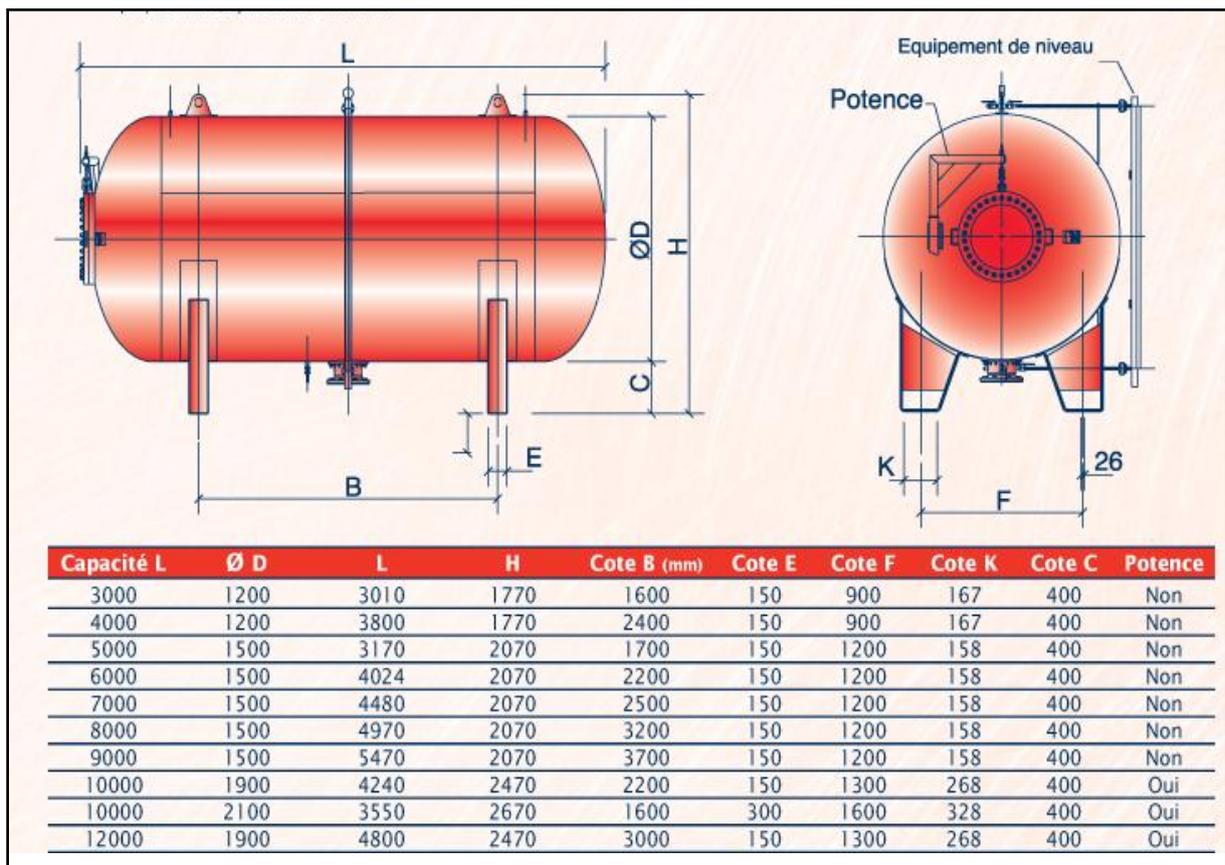


Figure VI.4: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

✓ **Caractéristiques finales des réservoirs d'air choisi :**

D'après la figure (VI-4) les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

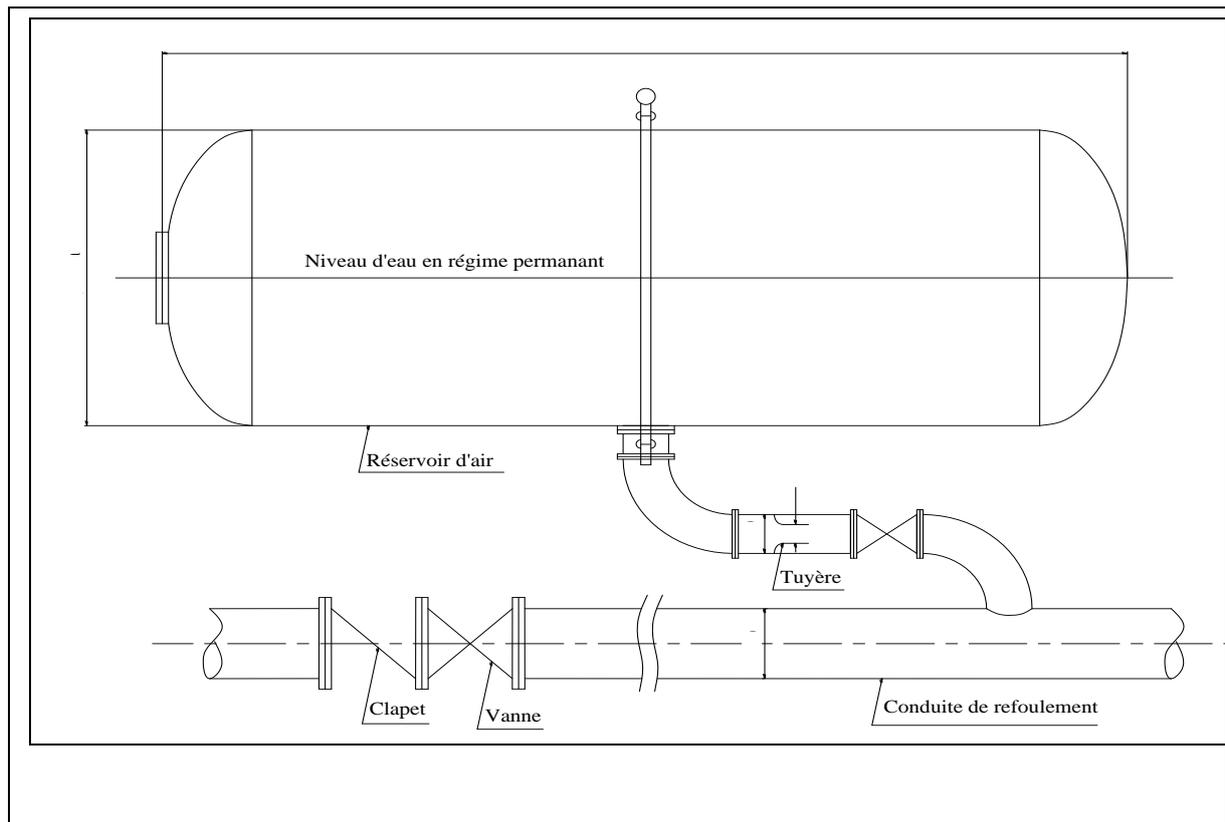
**Tableau VI-4:** Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

<b>N° de station</b>	<b>Volume (Litre)</b>	<b>D (mm)</b>	<b>L (mm)</b>	<b>H (mm)</b>
<b>SP 1</b>	5000	1500	3170	2070
<b>SP 2</b>	8000	1500	4970	2070
<b>SP 3</b>	2000	1200	3010	1770
<b>SP 4-A G</b>	500	630	1892	2107
<b>SP4-TLATA</b>	10000	1900	4240	2470
<b>SP4-I N DJ</b>	9000	1500	5470	2070

### **VI.1.7 Installation du réservoir d'air**

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier installé horizontalement pour les volumes supérieur à 2000 L et verticalement pour le volume de 500 L, ils seront placés à l'extérieur des bâtiments des stations de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur des salles des machines et de gagner sur leur génie civil.

Un exemple d'installation d'un réservoir est représenté dans la figure suivante.



**Figure VI.5 :** Schéma d'installation du réservoir d'air

## VI.2. Protection anticorrosion :

### Définition

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

### VI.2.1 Facteurs de la corrosion

La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison soit :

- ✓ Certains éléments transportés par l'eau, qui ont des effets importants sur la corrosion.
- ✓ Le PH d'eau qui dépend de la teneur en gaz dessous tel que le  $\text{CO}_2$  et  $\text{H}_2\text{S}$  a une influence sur la corrosion.
- ✓ La variation des températures entraînent de la corrosion, sachant que pour une variation de  $30^\circ$ , le taux de corrosion est multiplié deux fois, jusqu'à trois.
- ✓ Le type de métal.

L'importance de ces facteurs peut causer la destruction rapide des canalisations par perforation en forme de cratères très rouillés.

Lorsqu'il existe une hétérogénéité soit dans le métal soit dans le milieu qui l'entourne (ou les deux). Cette hétérogénéité va produire une différence de potentiel entre différents

points du métal et si ce matériau se trouve dans un milieu électrolysable, il y aura formations des piles qui vont débiter dans la masse métallique, car elles sont en court-circuit. Les zones anodiques sont corrodées et disparaissent c'est la corrosion électrochimique.

### **VI.2.2 Moyens de lutte contre la corrosion**

La prévention de la corrosion doit commencer déjà dans la phase de la planification. En d'autres mots, on doit prendre en considération la corrosion depuis le début du projet et jusqu'à sa réalisation. Il s'agit de garantir une certaine durée de vie de l'objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- ✓ Protection par revêtement
- ✓ Protection cathodique

### **VI.2.3 Protection par revêtement**

Les canalisations enterrées subissent de nombreuses agressions, parmi lesquelles la corrosivité des terrains et des remblais. On peut distinguer trois types de terrains :

- Sol agressif : résistivité inférieure à 25 Ohm.m
- Sol peu agressif : résistivité compris entre 25 et 100 Ohm.m
- Sol non agressif : résistivité supérieure à 100 Ohm.m

Pour les canalisations en fonte, les constructeurs ont développé plusieurs modes de protection :

- Une protection classique constituée d'une couche de Zinc métallique déposée par projection et recouverte par une couche de finition en peinture bitumineuse. Cette protection convient à la majorité des sols.
- Une protection renforcée constituée par la protection classique que l'on vient doubler par la mise en place d'une manche polyéthylène sur site. Cette manche se présente comme un film tubulaire de polyéthylène basse densité, enfilé et plaqué sur la canalisation au moment de la pose, elle sera plaquée sur l'élément à protéger au moyen de :
  - Bondes plastiques adhésives à chaque extrémité
  - Ligatures intermédiaires
- Une protection spéciale constituée par une protection polyuréthane. Ce type de protection est mis en place dans des conditions de corrosivité extrême (traversé de bras de mer, nappe phréatique salée, marais ou lorsque les sols sont pollués).

Dans le présent projet, les critères suivant ont été utilisés afin de sélectionner le type de revêtement à appliquer :

La résistivité de notre sol varie entre 25 et 100 Ohm.m donc un revêtement classique suffit pour protéger la partie extérieure de notre conduite.

### VI.2.4. Protection cathodique

En complément du revêtement extérieur de la canalisation, une protection cathodique sera mise en place pour protéger l'ensemble de la canalisation.

Cette protection est nécessaire afin de détecter dans le temps, les éventuelles fissure accidentelles du revêtement extérieur et d'y remédier.

#### • Principe de la protection cathodique

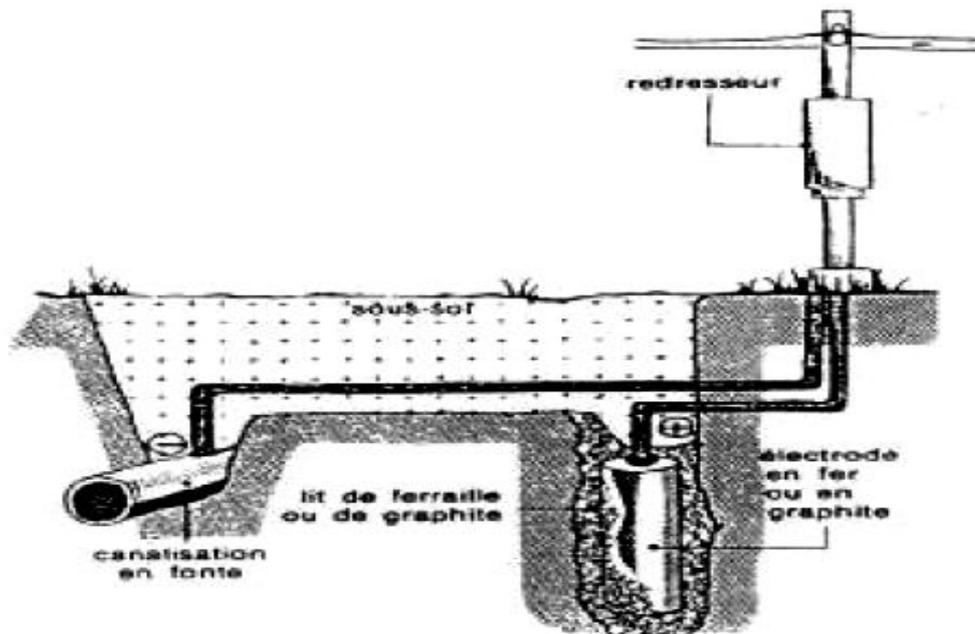
La protection cathodique d'un ouvrage métallique en contact avec un électrolyte consiste à placer cet ouvrage à un potentiel électrique négatif tel que la corrosion devienne thermodynamiquement impossible.

Le principe de la protection cathodique trouve son application dans la pile élémentaire ou l'une des électrodes (anode) est toujours corrodée alors que l'autre ne l'est pas.

Deux méthodes sont utilisées pour rendre un ouvrage cathodique par rapport à une anode extérieur :

- L'anode sacrificielle appelée aussi anode réactive
- Le soutirage de courant ou dispositif à courant imposé

Pour notre cas on utilise la deuxième méthode (le soutirage de courant)



**Figure VI.6** : schéma d'une conduite en fonte protégée par un générateur de courant continu

### VII.2.5. Corrosion interne des canalisations

A côté du problème envisagé aux paragraphes précédent et ayant trait à la corrosion extérieure des canalisations, il faut ajouter celui-ci en se rapportant à la corrosion intérieure.

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent

alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

## **Conclusion**

Dans ce chapitre on a étudié la protection de notre système, soit contre le coup de bélier soit contre la corrosion.

Pour ce qui concerne les anti-béliers on a déterminé les volumes des réservoirs d'air qu'on doit installer au niveau de chaque station de pompage.

Ainsi pour l'anticorrosion on a suggéré la protection extérieure des conduites par revêtement des conduite avec une couche de zinc métallique recouverte par une couche de finition en peinture bitumineuse, ajoutant à ça une protection cathodique afin de détecter dans le temps, les éventuelles fissure accidentelles du revêtement extérieur et d'y remédier.

# **CHAPITRE VII**

## **Organisation de chantier**

## **Introduction**

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs.

### **VII.1. Différents taches à entreprendre**

Dans notre projet on a trois (03) types d'ouvrages dont :

#### **VII.1.1. Travaux concernant les stations de pompage**

Les travaux à faire pour la construction des stations de pompage sont :

- Exécution du décapage
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Exécution de la maçonnerie sous longrines inférieures
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.
- Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage.

#### **VII.1.2. Travaux concernant l'adduction**

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- Exécution des tranchées
- Construction des regards
- Pose du lit de sable
- Pose des conduites
- Epreuve de joint et de la canalisation
- Remblayage des tranchées
- Nivellement et compactage

### VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs

Dans la zone d'étude nous avons à construire huit réservoirs. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes

## VII.2. Calcul des volumes des travaux

### VII.2.1. Calcul des volumes des travaux des stations de pompage

Les dimensions des stations de pompage sont :

- Trois bâtiments (SP1, SP2 et SP3) de longueur L et de largeur l soit :  $20 \times 8 \text{ m}^2$ .
- Un bâtiment (SP4) de longueur L et de largeur l soit :  $28 \times 8 \text{ m}^2$ .
- La profondeur des fouilles h :  $h=1,5\text{m}$ .
- Les semelles sont de forme carré de coté  $L=1,5\text{m}$  et de hauteur  $h = 0,40\text{m}$ .
- Les avants poteaux sont de forme carré de coté  $0,30\text{m}$  et de hauteur  $h = 0,7\text{m}$ .
- Les poteaux sont de forme carré de coté  $L = 0,30\text{m}$  et de hauteur totale  $h = 6,7\text{m}$ .
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de  $7\text{cm}$ .
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de  $0,15 \text{ m}$ .
- Les longrines ont une hauteur de  $h = 0,45 \text{ m}$  et une épaisseur de  $0,30 \text{ m}$ .

☞ Le bâtiment ayant une longueur de  $20 \text{ m}$  et une largeur de  $8 \text{ m}$ , aura  $15$  poteaux sachant que l'espacement en longueur est de  $4.85\text{m}$  entre les poteaux,  $2.85 \text{ m}$  entre les deux premiers poteaux en largeur et  $5.0 \text{ m}$  pour le rester. Le nombre de poteaux total est de  $15$ .

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit  $15$  semelles et  $15$  fouilles.

☞ Le bâtiment ayant une longueur de  $28 \text{ m}$  et une largeur de  $8 \text{ m}$ , aura  $21$  poteaux sachant que l'espacement en longueur est de  $4.61\text{m}$  entre les poteaux,  $2.85 \text{ m}$  entre les deux premiers poteaux en largeur et  $5.0 \text{ m}$  pour le rester. Le nombre de poteaux total est de  $21$ .

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit  $21$  semelles et  $21$  fouilles.

#### a) Calcul du volume de décapage

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de  $10 \text{ cm}$  et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

☞ Pour **SP1, SP2 et SP3** :

$$[(20+2 \times 0,55) \times (8+2 \times 0,55)] \times 0,10 = 19,2 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à  $20 \times 3 = 60 \text{ m}^3$

☞ Pour **SP4**

$$[(28+2*0,55) * (8+2*0,55)]*0,10 = 26.48 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à **28 m<sup>3</sup>**

**Remarque :**

Le nombre de station de pompage étant de quatre, alors le volume total de décapage de ces stations est de : 60+28 soit : **88 m<sup>3</sup>**

**b) Calcul du volume des déblais**

Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la côte du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

La côte du radier du bâtiment étant à une profondeur de 2,1 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de : 20\*8\*2,1 soit : **336 m<sup>3</sup>**.

La fouille ayant le volume de 1,5\*1,5\*1,5m<sup>3</sup>.

Le volume à excaver pour une fouille est de 3,375 m<sup>3</sup>.

Le nombre de fouilles étant de 15, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **50,6 m<sup>3</sup>**.

Le volume total des déblais est tel que : 336 + 51 soit environ: **390m<sup>3</sup>**

**Remarque :**

Le nombre de station de pompage étant quatre, alors le volume total des déblais de ces stations est de : 390\* 4 soit : **1560 m<sup>3</sup>**

**c) Calcul du volume du béton de propreté**

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de 1,5\*1,5\*0,10 soit 0,225 m<sup>3</sup>.

Le nombre de fouilles étant de 15, le volume total du béton de propreté est de **3,37m<sup>3</sup>**.

**Remarque :**

Le nombre de station de pompage étant quatre, alors le volume total du béton de propreté de ces stations est de : 4 \* 3,37 soit environ : **14 m<sup>3</sup>**

**d) Calcul du volume de béton armé**

Les éléments des stations de pompage dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Voiles ;
- Balcons ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

**Tableau VII.1:** Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	V =L*l*h (m <sup>3</sup> )
semelles	1,5	1,5	0,4	13,5
avants poteaux	0,3	0,3	0,7	0,95
poteaux	0,3	0,3	5,5	7,42
Longrines. long.	20	0,3	0,3	5,4
longrines. larg.	8	0,3	0,3	3,6
ceintures sup. long.	20	0,3	0,3	5,4
ceintures sup. larg.	8	0,3	0,45	5,4
balcons	8	2 et 1,5	0,2	4,8
dalle supérieure	20	8	0,07	11,2
chape inférieure	20	8	0,07	11,2
acrotère sur dalle	56	0,1	0,85	4,76
<b>TOTAL :</b>				<b>73,63</b>

Le volume total du béton armé sera donc de 73,63 m<sup>3</sup>, soit : **75 m<sup>3</sup>**

**Remarque :**

Le nombre de station de pompage étant quatre, alors le volume total du béton armé de ces stations est de : 4 \* 75 soit : **300 m<sup>3</sup>**.

**e) Calcul du volume du remblai compacté**

Le volume du remblai compacté des fouilles est 1,5\*1,5\*1 (1,5m profondeurs initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1m, le volume est de 2,09 m<sup>3</sup>.

Le nombre de fouilles étant de 15 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **31,35 m<sup>3</sup>**.

Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de 20\*8\*2\*2,1 soit : **672 m<sup>3</sup>**

Le volume total du remblai compacté est de 703,3 m<sup>3</sup>, on majorera ce chiffre à **705 m<sup>3</sup>**

**Remarque :**

Le nombre de station de pompage étant quatre, alors le volume total du remblai compacté de ces stations est de : 4 \* 705 soit : **2820 m<sup>3</sup>**

**f) Calcul du volume de la maçonnerie**

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30\*20 cm\*cm.

- La surface de la maçonnerie totale alors égale : (20+8)\*5,5\*2 : **308 m<sup>2</sup>**
- La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06 m<sup>2</sup> (0,30\*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 5134 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant

compte de la casse est de **5300 briques**, et puisque le mur est en double cloison donc le nombre exact est de **10600 briques**.

**Remarque :**

Le nombre de station de pompage étant quatre, alors quantité totale de la brique de ces stations est de :  $4 * 10600$ , soit : **42400 m<sup>3</sup>**

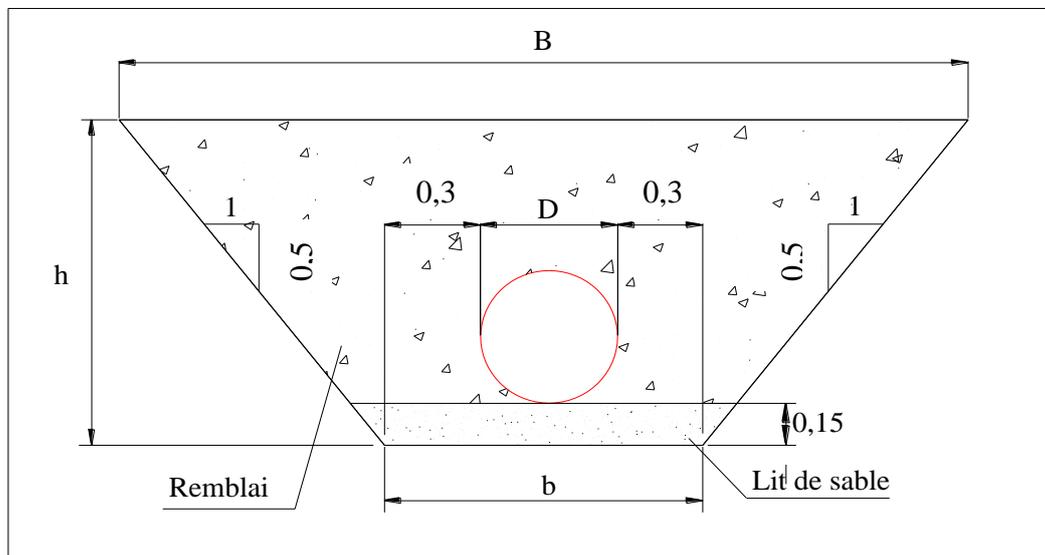
**Tableau VII.2:** Volumes de travaux d'une seule station de pompage

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m <sup>3</sup>	22
2	Excavation	m <sup>3</sup>	390
3	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	705
4	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	3,37
5	Béton armé	m <sup>3</sup>	73,63
6	Maçonnerie (briquetage)	u	10600

**VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction**

**a) Déblais d'excavation de l'adduction**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure VII.1).



**Figure VII.1 :** Coupes en travers de la tranchée de la conduite

Sachant que :

$$S_{exc} = \frac{b + B}{2} * h \tag{VII.1}$$

$S_{exc}$  : surface des déblais de chaque coupe;

$b$  : petite base de la tranchée ;

$B$  : grande base de la tranchée ;

$h$  : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \quad (VII.2)$$

$V_{exc}$  : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

$L$  : distance entre deux coupes consécutives.

**Tableau VII.3:** Calcul du volume des déblais de l'adduction

Tronçon	D (m)	b (m)	B (m)	h (m)	$S_{exc}$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	$V_{exc}$ (m <sup>3</sup> )
Point de piquage J- SP1	0,6	1,20	2,6	1,40	2,66	7734	20573
SP1 – SP2	0,6	1,20	2,6	1,40	2,66	2755	7330
SP2 – SP3	0,6	1,20	2,6	1,40	2,66	5351	14235
SP3 – SP4	0,6	1,20	2,6	1,40	2,66	10455	27811
SP4-R Agouni Gueghrane	0,3	0,60	1,6	1	1,1	1910,5	2102
SP4- R Tlata	0,4	0,80	2,0	1,20	1,68	13685	22991
SP4- R Ighil N'ait Djennad	0,4	0,80	2,0	1,20	1,68	17915	30098
<b>Total</b>							<b>125140</b>

Donc le volume total des déblais est de : **125140m<sup>3</sup>**

#### b) Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable (tuf) de 15 cm d'épaisseur (Voir figure VII.1)

$$V_s = b * e * L \quad (VII.3)$$

$V_s$  : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>) ;

$E$  : épaisseur du lit de sable,  $e = 15$  cm ;

$L$  : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau suivant :

**Tableau VII.4 :** Calcul du volume du lit de sable

Tronçon	b (m)	L (m)	$V_s$ (m <sup>3</sup> )
Point de piquage J- SP1	1,2	7734	1393
SP1 – SP2	1,2	2755	496
SP2 – SP3	1,2	5351	964
SP3 – SP4	1,2	10455	1882
SP4-R Agouni Gueghrane	0,6	1910,5	172
SP4- R Tlata	0,8	13685	1643
SP4- R Ighil N'ait Djennad	0,8	17915	21498

Donc le volume du lit de sable est :  **$V_s = 28048m^3$**

**c) Volume de la conduite**

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (\text{VII.4})$$

$S_c$  : section de la conduite ( $\text{m}^2$ ) ;

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VII.5})$$

$V_c$  : volume de la conduite ( $\text{m}^3$ ) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le tableau VII.5.

**Tableau VII.5** : Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (m)	$S_c$ (m)	L (m)	$V_c$ ( $\text{m}^3$ )
Point de piquage J- SP1	0,6	0,283	7734	2186
SP1 – SP2	0,6	0,283	2755	779
SP2 – SP3	0,6	0,283	5351	1512
SP3 – SP4	0,6	0,283	10455	2955
SP4-R Agouni Gueghrane	0,3	0,071	1910,5	135
SP4- R Tlata	0,4	0,126	13685	1719
SP4- R Ighil N'ait Djennad	0,4	0,126	17915	2250

On prend le volume de la conduite :  $V_c = 11535\text{m}^3$

**d) Remblais compacté**

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{\text{exc}} - V_s - V_c \quad (\text{VII.6})$$

$V_r$  : volume du remblai

$V_{\text{exc}}$  : volume du déblai (volume excavé)

$V_{\text{cond}}$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

$$\text{A.N : } V_r = 125140 - 28048 - 11535 \Rightarrow V_r = 85557 \text{ m}^3$$

**Tableau VII.6 :** Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	125140
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	28048
3	La conduite	m	11535
4	Remblais	m <sup>3</sup>	85557

### VII.2.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs

Les réservoirs de notre système d'adduction sont au nombre de sept (07)

- La profondeur d'excavation est de 2 m ;
- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0,5\*0,4 m<sup>2</sup> ;
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- L'acrotère a 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;
- Les chicanes sont en brique de surface unitaire de 0,2\*0,3 m<sup>2</sup>.

Les chambres de manœuvre auront les dimensions suivantes :

- La longueur est de 7 m ;
- La largeur est de 4 m ;
- La hauteur est de 5 m ;
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 2m ;
- Les murs sur le sol sont en briques sur une hauteur de 3 m ;
- La dalle de à 0,15 m d'épaisseur repose sur 6 poteaux est 3 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3\*0,3 m<sup>2</sup>) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3\*0,45 m<sup>2</sup>).

#### A- Réservoir jumelé 2\*2500 m<sup>3</sup> de la station de pompage SP1

Chacun, des deux réservoirs jumelés de la station de pompage N°1, a un diamètre intérieur de 24 m et une hauteur de 6m. La chambre de manœuvre est commune aux deux réservoirs. Elle a 7 m de longueur, 4 m de largeur et 5 m de hauteur.

##### a) Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais des deux réservoirs et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[ \left( \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * N \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \quad (VII.7)$$

$V_d$  : volume total des déblais ( $m^3$ ) ;

$D_{exc}$  : diamètre d'excavation (m),  $D_{exc} = D_{ext} + 2$  ;

$D_{ext}$  : diamètre extérieur du radier du réservoir (m),  $D_{ext} = 25,4$  m ;

$N$  : nombre de réservoir,  $N = 2$  ;

$L$  : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

$l$  : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

$h_{exc}$  : profondeur d'excavation (m),  $h = 2$  m.

$$\text{A.N : } V_d = \left[ \left( \frac{3,14 * 27^2}{4} * 2 \right) + (7 * 4) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 2345,06 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **2350 m<sup>3</sup>**.

### b) Calcul du volume du tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} * N \quad (VII.8)$$

$V_{tv}$  : volume du tout venant ( $m^3$ ) ;

$e_{tv}$  : épaisseur de la couche du tout venant (m),  $e_{tv} = 0,3$  m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 27^2}{4} * 0,3 * 2 \Rightarrow V_{tv} = 343,36 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de **345 m<sup>3</sup>**

### c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs.

Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} * N \quad (VII.9)$$

$V_{bp}$  : volume du béton de propreté ( $m^3$ ) ;

$D_{bp}$  : diamètre de la couche du béton de propreté (m),  $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

$e_{bp}$  : épaisseur de la couche du béton de propreté (m),  $e_{bp} = 0,15$  m ;

$$\text{A.N : } V_{bp} = \frac{3,14 * 26,2^2}{4} * 0,15 * 2 \Rightarrow V_{bp} = 161,65 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **162 m<sup>3</sup>**

**d) Calcul du volume du béton armé**

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers des réservoirs;
- Voiles des réservoirs ;
- Voiles de la chambre de manœuvre
- Ceintures supérieures des réservoirs;
- Coupoles des réservoirs;
- Poteaux de la chambre de manœuvre;
- Ceintures de la chambre de manœuvre;
- Chape de la chambre de manœuvre;
- Dalle de la chambre de manœuvre;
- Maçonnerie des chicanes des réservoirs;
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H * N \quad (\text{VII.10})$$

Avec :

$D_{ext}$  : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

$D_{int}$  : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

N : nombre d'élément dans les réservoirs jumelés.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.7** : Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	$D_{ext}$ (m)	$D_{int}$ (m)	H (m)	N	$V_{ba}$ (m <sup>3</sup> )
<b>Radiers</b>	24,5	-	0,15	2	<b>141,36</b>
<b>Voiles</b>	24,5	24	6	2	<b>228,43</b>
<b>Ceintures supérieures</b>	24,65	23,85	0,5	2	<b>30,45</b>
<b>Acrotères</b>	24,8	24,64	0,3	2	<b>3,72</b>
<b>TOTAL : 404</b>					

**\* Coupoles**

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \quad (\text{VII.11})$$

R : rayon de la coupole (m) ;

D : diamètre du réservoir (m), D = 24 m ;

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Donc le volume sera :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c \quad (\text{VII.12})$$

$V_c$  : volume du béton armé de la coupole ( $\text{m}^3$ ) ;

$e_c$  : épaisseur de la coupole (m),  $e_c = 0,1$  m.

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (24/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 48,75 \text{ m}}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2 * 3,14 * 48,75 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 45,92 \text{ m}^3}$$

Le nombre de réservoirs étant deux, donc le volume total des coupoles est tel que  $45,92 * 2$  soit **91,84  $\text{m}^3$** .

Le volume total du béton armé des réservoirs est tel que  $404 + 91,84$  soit  $495,84 \text{ m}^3$ , que l'on majore à **496  $\text{m}^3$** .

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.8 :** Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h ( $\text{m}^3$ )
Chape inférieure	7	4	0,07	1	<b>1,96</b>
Voiles	22	0,2	2	1	<b>8,8</b>
Poteaux	0,3	0,3	3	6	<b>1,62</b>
Ceintures	22	0,3	0,3	2	<b>3,96</b>
Planché	7	4	0,07	1	<b>1,96</b>
<b>TOTAL :</b>					<b>18,3</b>

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de  $18,3 \text{ m}^3$ , que l'on majore à **19  $\text{m}^3$**

**Remarque :**

Le volume total du béton armé des réservoirs jumelés et de la chambre de manœuvre sera de **515  $\text{m}^3$** .

**e) Calcul du volume du remblai compacté**

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h * N \quad (\text{VII.13})$$

$V_r$  : volume du remblai compacté ( $\text{m}^3$ ) ;

$D_{ext}$  : diamètre extérieur du réservoir (m),  $D_{ext}=24,5$  m ;

$h$  : profondeur d'excavation (m),  $h = 2$  m ;

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (27^2 - 24,5^2)}{4} * 2 * 2 \Rightarrow V_r = 404,3 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **405 m<sup>3</sup>** ;

#### f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour les réservoirs seuls les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30\*20 cm\*cm.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que  $7+4*2*2$  soit **44 m<sup>2</sup>**

Puisque les murs seront construits en double murettes alors la surface totale égale à  $44*2=$  **88 m<sup>2</sup>**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m<sup>2</sup> (0,30\*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 1467 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **1500 briques**.

**Tableau VII.9 :** Volumes de travaux des réservoirs jumelés 2\*2500 m<sup>3</sup>

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	2350
2	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	405
3	Tout venant	m <sup>3</sup>	345
4	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	162
5	Béton armé	m <sup>3</sup>	919
6	Maçonnerie (briquetage)	u	1500

#### B- Réservoir rectangulaire de SP4 :

Ce réservoir contient les dimensions suivantes :

$$L=15\text{m}$$

$$B=6\text{m}$$

$$H=5\text{m}$$

##### a) Calcul du volume des déblais

L'excavation s'étend de 0,6 m des parois extérieures du réservoir,

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais de réservoir et de la chambre de manœuvre. Il est estimé comme suit :

$$\text{A.N : } V_d = [(16,7 * 7,7) + (7 * 4)] * 2 \Rightarrow V_d = 313,18 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **315 m<sup>3</sup>**.

##### b) Calcul du volume de tout venant

Le volume du tout venant sera calculé comme suit :

$$\text{A.N : } V_{tv} = 15 * 6 * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 27\text{m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de **30 m<sup>3</sup>**

**c) Calcul du volume de béton de propreté**

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures de réservoir.

Le volume du béton de propreté sera calculé comme suit :

$$\text{A.N : } V_{bp} = 15 * 6 * 0,15 * \Rightarrow V_{TV} = 13,5 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **14 m<sup>3</sup>**

**d) Calcul du volume de béton armé**

Les résultats de calcul de la forme rectangulaire de réservoir obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.10:** Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	L (m)	B (m)	H (m)	N	V <sub>ba</sub> (m <sup>3</sup> )
<b>Radiers</b>	15,5	6,5	0,15	1	<b>15,12</b>
<b>Voiles</b>	42	0,25	5	1	<b>52,5</b>
<b>Ceintures</b>	42	0,3	0,5	2	<b>12,6</b>
<b>Acrotères</b>	42	0,15	0,3	1	<b>1,89</b>
<b>Planché</b>	15,5	6,5	0,1	1	<b>10,01</b>
					<b>TOTAL : 92,12</b>

**\* les blocs chicane :**

Comme nous montre la planche N° ce réservoir contient des blocs chicanes afin de bien brassé l'eau dans le réservoir et la renouvelée toujours.

Pour calculer leur volume en béton armé on rappelle qu'on a :

Un (01) bloc d'une longueur de 14m traversant le milieu du réservoir et dix (10) de 1,5m chacun latéraux

On suggère une largeur de 0,5m

Le volume du béton armé de ces blocs est calculé comme suit.

$$V_c = N * L * B * H$$

$$V_{c1} = 1 * 14 * 0,15 * 4,5 \Rightarrow V_{c1} = \mathbf{9,45 \text{ m}^3}$$

$$V_{c2} = 10 * 1,5 * 0,15 * 4,5 \Rightarrow V_{c2} = \mathbf{10,13 \text{ m}^3}$$

$$\Rightarrow V_c = 9,45 + 10,13 = \mathbf{19,58 \text{ m}^3}$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que 92,12 + 19,58 soit 111,7 m<sup>3</sup>, que l'on majore à **113m<sup>3</sup>**.

Le volume du béton armé de la chambre de manœuvre de réservoir rectangulaire de la station de pompage SP4 est égal à celui de la chambre de manœuvre des réservoirs jumelés de station de reprise N°1 qui est de **19 m<sup>3</sup>**.

**e) Calcul du volume du remblai compacté**

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation, il est calculé comme suit :

$$\text{A.N : } V_r = ((16,7 * 7,7) - (15,5 * 6,5)) * 2 \Rightarrow V_r = 55,68 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du remblai de **57 m<sup>3</sup>**.

#### f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour les réservoirs seuls les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30\*20 cm\*cm.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que 7+4\*2\*2 soit **44 m<sup>2</sup>**

Puisque les murs seront construits en double murettes alors la surface totale égale à 44\*2= **88 m<sup>2</sup>**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m<sup>2</sup> (0,30\*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 1467 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **1500 briques**.

**Tableau VII.11:** Volumes de travaux de réservoir rectangulaire 400m<sup>3</sup> de SP4

N°	Désignation	Unité	Quantité
<b>1</b>	Déblais	m <sup>3</sup>	<b>315</b>
<b>2</b>	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	<b>57</b>
<b>3</b>	Tout venant	m <sup>3</sup>	<b>30</b>
<b>4</b>	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	<b>14</b>
<b>5</b>	Béton armé	m <sup>3</sup>	<b>225</b>
<b>6</b>	Maçonnerie (briquetage)	u	<b>1500</b>

#### C- Réservoirs simples 2000 m<sup>3</sup> d'Ighil N'ait Djennad

Le réservoir d'Ighil N'ait Djennad a un diamètre intérieur de 22 m et une hauteur de 6 m. sa chambre de manœuvre a une forme carré de 7 m de côté et une hauteur de 6 m.

##### a) Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du réservoir et de sa chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[ \left( \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} * l_{exc}) \right] * h_{exc} \quad (VII.7)$$

V<sub>d</sub> : volume total des déblais (m<sup>3</sup>) ;

D<sub>exc</sub> : diamètre d'excavation (m), D<sub>exc</sub> = D<sub>ext</sub> + 2 ;

D<sub>ext</sub> : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), D<sub>ext</sub> = 22,5 m ;

L<sub>exc</sub> : longueur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

l<sub>exc</sub> : largeur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

h<sub>exc</sub> : profondeur d'excavation (m), h = 2 m.

$$\text{A.N : } V_d = \left[ \left( \frac{3,14 * 24,5^2}{4} \right) + (7 * 7) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 1040,39 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **1041 m<sup>3</sup>**.

#### b) Calcul du volume de tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \left[ \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} + (L_{exc} * l_{exc}) \right] * e_{tv} \quad (\text{VII.8})$$

$V_{tv}$  : volume du tout venant (m<sup>3</sup>) ;

$e_{tv}$  : épaisseur de la couche du tout venant (m),  $e_{tv} = 0,3$  m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \left[ \frac{3,14 * 24,5^2}{4} + (7 * 7) \right] * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 156,06 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de **157 m<sup>3</sup>**

#### c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir.

Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \left[ \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} + (L_{bp} * l_{bp}) \right] * e_{bp} \quad (\text{VII.9})$$

$V_{bp}$  : volume du béton de propreté (m<sup>3</sup>) ;

$D_{bp}$  : diamètre de la couche du béton de propreté (m),  $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

$L_{bp}$  : longueur de la couche du béton de propreté de la chambre de manœuvre,  $L_{bp} = 8,2$  m ;

$l_{bp}$  : largeur de la couche du béton de propreté de la chambre de manœuvre,  $l_{bp} = 7,6$  m ;

$e_{bp}$  : épaisseur de la couche du béton de propreté (m),  $e_{bp} = 0,15$  m ;

$$\text{A.N : } V_{bp} = \left[ \frac{3,14 * 23,7^2}{4} + (7,6 * 8,2) \right] * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 75,49 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **76 m<sup>3</sup>**

#### d) Calcul du volume de béton armé

Les résultats de calcul du béton armé des formes circulaires du réservoir d'Ighil N'ait Djennad sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.12:** Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	D <sub>ext</sub> (m)	D <sub>int</sub> (m)	H (m)	$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H$ (m <sup>3</sup> )
<b>Radiers</b>	22,5	-	0,15	<b>59,61</b>
<b>Voiles</b>	22,5	22	6	<b>104,79</b>
<b>Ceintures supérieures</b>	22,6	22	0,5	<b>10,5</b>
<b>Acrotères</b>	22,6	22,5	0,3	<b>1,06</b>
<b>TOTAL :</b>				<b>175,8</b>

**\* Coupoles**

Le rayon de la coupole est calculé moyennant la formule (VII.11).

$$A.N : R = \frac{1,5^2 + (22/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow R = 41,08 \text{ m}$$

Le volume du béton armé de la coupole est calculé moyennant la formule (VII.12).

$$V_c = 2 * 3,14 * 41,08 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow V_c = 38,70 \text{ m}^3$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que 175,8 + 38,70 soit 214,5 m<sup>3</sup>, que l'on majore à **216 m<sup>3</sup>**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.13:** Calcul du volume de béton armé de la chambre de manœuvre

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m <sup>3</sup> )
<b>Chape inférieure</b>	7	7	0,07	1	<b>3,43</b>
<b>Voiles</b>	7	0,2	2	4	<b>11,2</b>
<b>Poteaux</b>	0,3	0,3	6	6	<b>3,24</b>
<b>Ceintures inf. long.</b>	7	0,3	0,3	2	<b>1,26</b>
<b>Ceintures inf. larg.</b>	7	0,3	0,3	3	<b>1,89</b>
<b>Ceintures sup.long.</b>	7	0,3	0,3	2	<b>1,26</b>
<b>Ceintures sup.larg.</b>	7	0,3	0,3	3	<b>1,89</b>
<b>Planché</b>	7	7	0,07	1	<b>3,43</b>
<b>TOTAL :</b>					<b>27,6</b>

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 27,6m<sup>3</sup>, que l'on majore à **28 m<sup>3</sup>**.

**Remarque :**

Le volume total du béton armé du réservoir d'Ighil N'ait Djennad et de sa chambre de manœuvre sera de **244m<sup>3</sup>**.

**e) Calcul du volume du remblai compacté**

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \left[ \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} + (L_{exc} * l_{exc}) - (L * l) \right] * h_{exc} \quad (\text{VII.13})$$

$$\text{A.N : } V_r = \left[ \frac{3,14 * (25,4^2 - 22,5^2)}{4} + (9 * 7) - (7 * 7) \right] * 2 \Rightarrow V_r = 246,09 \text{ m}^3$$

On prend un volume du remblai de **247 m<sup>3</sup>**.

**f) Calcul du volume de la maçonnerie**

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que  $7+4*2*3$  soit :  
**66 m<sup>2</sup>**

La surface totale de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que  $66*2$  soit  
**132 m<sup>2</sup>**.

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m<sup>2</sup> (0,30\*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 2200 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **2300 briques**.

**Tableau VII.14:** Volumes de travaux du réservoir de la station de reprise N°2

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	1041
2	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	247
3	Tout venant	m <sup>3</sup>	157
4	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	76
5	Béton armé	m <sup>3</sup>	216
6	Maçonnerie (briquetage)	u	2300

**C- Réservoir simple 500m<sup>3</sup> de la station de pompage N°2**

Ce réservoir a un diamètre intérieur de 11 m et une hauteur de 6 m. sa chambre de manœuvre a une forme rectangulaire de 7 m de longueur et 4m de largeur et une hauteur de 5 m.

**a) Calcul du volume des déblais**

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du réservoir et de sa chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[ \left( \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} * l_{exc}) \right] * h_{exc} \quad (\text{VII.7})$$

$V_d$  : volume total des déblais (m<sup>3</sup>) ;

$D_{exc}$  : diamètre d'excavation (m),  $D_{exc} = D_{ext} + 2$  ;

$D_{ext}$  : diamètre extérieur du radier du réservoir (m),  $D_{ext} = 11,5$  m ;

$L_{exc}$  : longueur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

$L_{exc}$  : largeur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;

$h_{exc}$  : profondeur d'excavation (m),  $h = 2$  m.

$$\text{A.N : } V_d = \left[ \left( \frac{3,14 * 13,5^2}{4} \right) + (7 * 4) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 342,13 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **345 m<sup>3</sup>**.

### b) Calcul du volume de tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \left[ \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} + (L_{exc} * l_{exc}) \right] * e_{tv} \quad (\text{VII.8})$$

$V_{tv}$  : volume du tout venant (m<sup>3</sup>) ;

$e_{tv}$  : épaisseur de la couche du tout venant (m),  $e_{tv} = 0,3$  m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \left[ \frac{3,14 * 11,5^2}{4} + (7 * 4) \right] * 0,3 \Rightarrow V_{tv} = 39,54 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de **40 m<sup>3</sup>**

### c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir.

Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \left[ \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} + (L_{bp} * l_{bp}) \right] * e_{bp} \quad (\text{VII.9})$$

$V_{bp}$  : volume du béton de propreté (m<sup>3</sup>) ;

$D_{bp}$  : diamètre de la couche du béton de propreté (m),  $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

$L_{bp}$  : longueur de la couche du béton de propreté de la chambre de manœuvre,  $L_{bp} = 8,2$  m ;

$l_{bp}$  : largeur de la couche du béton de propreté de la chambre de manœuvre,  $l_{bp} = 5,2$  m ;

$e_{bp}$  : épaisseur de la couche du béton de propreté (m),  $e_{bp} = 0,15$  m ;

$$\text{A.N : } V_{bp} = \left[ \frac{3,14 * 12,7^2}{4} + (5,2 * 8,2) \right] * 0,15 \Rightarrow V_{bp} = 25,34 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **26 m<sup>3</sup>**

### d) Calcul du volume de béton armé

Les résultats de calcul du béton armé des formes circulaires du réservoir de la station de pompe N°2 sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.15:** Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	D <sub>ext</sub> (m)	D <sub>int</sub> (m)	H (m)	$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H$ (m <sup>3</sup> )
<b>Radiers</b>	11,5	-	0,15	<b>15,57</b>
<b>Voiles</b>	11,5	11	6	<b>52,99</b>
<b>Ceintures supérieures</b>	11,6	11	0,5	<b>5,32</b>
<b>Acrotères</b>	11,6	11,5	0,3	<b>0,54</b>
				<b>TOTAL : 74,43</b>

**\* Coupoles**

Le rayon de la coupole est calculé moyennant la formule (VII.11).

$$A.N : R = \frac{1,5^2 + (11/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 24,37m}$$

Le volume du béton armé de la coupole est calculé moyennant la formule (VII.12).

$$V_c = 2 * 3,14 * 24,47 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 23,05 m^3}$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que 74,43 + 23,05 soit 97,48 m<sup>3</sup>, que l'on majore à **100m<sup>3</sup>**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.16:** Calcul du volume de béton armé de la chambre de manœuvre

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m <sup>3</sup> )
<b>Chape inférieure</b>	7	4	0,07	1	<b>1,96</b>
<b>Voiles</b>	22	0,2	2	1	<b>8,8</b>
<b>Poteaux</b>	0,3	0,3	3	6	<b>1,62</b>
<b>Ceintures</b>	22	0,3	0,3	2	<b>3,96</b>
<b>Planché</b>	7	4	0,07	1	<b>1,96</b>
					<b>TOTAL : 18,3</b>

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 18,3m<sup>3</sup>, que l'on majore à **19 m<sup>3</sup>**.

**Remarque :**

Le volume total du béton armé du réservoir de la station de pompage N°2 et de sa chambre de manœuvre sera de **119m<sup>3</sup>**.

**g) Calcul du volume du remblai compacté**

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \left[ \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} + (L_{exc} * l_{exc}) - (L * l) \right] * h_{exc} \quad (\text{VII.13})$$

$$\text{A.N : } V_r = \left[ \frac{3,14 * (13,5^2 - 11,5^2)}{4} \right] * 2 \Rightarrow V_r = 78,5 \text{ m}^3$$

On prend un volume du remblai de **80 m<sup>3</sup>**.

**h) Calcul du volume de la maçonnerie**

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que  $7+4*2*3$  soit : **66 m<sup>2</sup>**

Puisque la chambre de manœuvre sera construite en double murette donc la surface totale de la maçonnerie est telle que  $66*2$  soit **132 m<sup>2</sup>**.

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m<sup>2</sup> (0,30\*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 2200 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **2300 briques**.

**Tableau VII.17:** Volumes de travaux du réservoir de la station de reprise N°2

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	345
2	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	80
3	Tout venant	m <sup>3</sup>	40
4	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	26
5	Béton armé	m <sup>3</sup>	119
6	Maçonnerie (briquetage)	u	2300

**Remarque :**

Pour les réservoirs restant (réservoir de SP3, réservoir de TLATA et réservoir d'Agouni Gueghrane) leurs volumes des travaux sont estimés comme suit :

- ☞ Volume des travaux de réservoir SP3= volume des travaux de réservoir SP2,
- ☞ Volume des travaux de réservoir de TLATA= 1/2 volume des travaux de réservoir SP1,
- ☞ Volume des travaux de réservoir d'Agouni Gueghrane= 1/2 volume des travaux de réservoir d'Ighil N'ait DJennad.

**Tableau VII.18** volume totale des travaux de tous les réservoirs

réservoir	Déblais (m <sup>3</sup> )	tout venant (m <sup>3</sup> )	béton de propreté (m <sup>3</sup> )	béton armé (m <sup>3</sup> )	remblais compacté (m <sup>3</sup> )	Maçonnerie (briques)
SP1	2350	345	162	919	405	1500
SP2	345	40	26	119	80	2300
SP3	345	40	26	119	80	2300
SP4	315	30	14	225	57	1500
Agouni Gueghrane	520,5	78,5	38	108	123,5	2300
Tlata	1175	172,5	81	459,5	202,5	2300
Ighil N'ait Djennad	1041	157	76	216	247	2300
<b>total</b>	<b>6091,5</b>	<b>863</b>	<b>423</b>	<b>2165,5</b>	<b>1195</b>	<b>14500</b>

### VII.3. Calcul des coûts des travaux

Les coûts des travaux des stations, de l'adduction, des stations de pompage y compris les différents réservoirs sont mentionnés dans les tableaux suivant :

**Tableau VII.19:** Coût des travaux d'une seule station de pompage

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Décapage	m <sup>3</sup>	22	300,00	6 600,00
2	Excavation	m <sup>3</sup>	390	300,00	11 7000,00
3	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	705	400,00	28 2000,00
4	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	3,37	4500,00	15 165,00
5	Béton armé	m <sup>3</sup>	73,63	20 000,00	1 472 600,00
6	Maçonnerie	u	10600	40,00	424 000,00
				<b>Montant</b>	<b>2 317 365,00</b>

Le coût des travaux d'une seule station de pompage est de : **2 317 365,00 DA**

On a quatre (04) stations de pompage alors le cout total = **9 269 460,00 DA**

**Tableau VII.20:** Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m <sup>3</sup>	125140	300,00	37 542 000,00
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	28048	800,00	22 438 400,00
3	La conduite φ=300 mm	m	1910,5	22 354,00	42707317,00
4	La conduite φ=400 mm	m	31600	26 120,00	825392000,00
5	La conduite φ=600 mm	m	26295	36 623,00	963001785,00
6	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	85557	400,00	34 222 800,00
				<b>Montant</b>	<b>1 887 762 302,00</b>

Le coût des travaux de l'adduction est de : **1 887 762 302,00 DA**

**Tableau VII.21:** Coût des travaux des réservoirs

Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
			DA	DA
Déblais	m <sup>3</sup>	6091,5	300	1 827 450,00
Tout venant	m <sup>3</sup>	863	600	517 800,00
béton de propreté	m <sup>3</sup>	423	4500	1 903 500,00
Béton armé	m <sup>3</sup>	2165,5	20000	43 310 000,00
Remblais compacté	m <sup>3</sup>	1195	400	478 000,00
Maçonnerie	u	14500	40	580 000,00
			<b>Montant</b>	<b>48 616 750,00</b>

**Tableau VII.22:** Bilan des coûts

<b>Coût des stations de pompage.</b>	<b>9 269 460,00</b>	<b>DA</b>
<b>Coût de l'adduction.</b>	<b>1 887 762 302,00</b>	<b>DA</b>
<b>Coût des réservoirs</b>	<b>48 616 750,00</b>	<b>DA</b>
<b>Coût de l'ensemble du projet.</b>	<b>1 945 648 512,00</b>	<b>DA</b>

**Remarque :**

Le coût global du projet est estimé à **un milliard neuf-cents quarante cinq millions six-cents quarante huit mille cinq-cents douze Dinars Algérien**

**Conclusion**

Dans ce chapitre, on a estimé les devis généraux des stations de pompage y compris ceux de leurs réservoirs et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établie une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

## CONCLUSION GENERALE

Au cours de notre travail, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage les équipements hydromécaniques nécessaires pour diriger l'eau du piquage réalisé sur la conduite de transfert reliant la station de dessalement des eaux de mer de cap djinet et delys vers la zone d'étude.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 105932 habitants.

L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit de 28931,25 m<sup>3</sup>/j sera nécessaire pour répondre aux besoins de la région d'étude à l'horizon (2040),

La grande différence d'altitude qui est de 900 m environ entre la SP1 et le réservoir de d'Ighil N'ait Djennad a exigé l'implantation de quatre (04) stations de pompage pour élever l'eau jusqu'à ce dernier.

Il est plus commode de faire recours, dans la mesure du possible, aux produits et aux matériels locaux à fin de palier, dans le plus bref délai, à un éventuel dysfonctionnement pouvant survenir au cours d'exploitation.

En effet, le système de télégestion nous permettra la supervision de l'ensemble de la chaîne à partir d'un poste central situé dans la station de dessalement des eau de mer de cap djinet. Ce système relie entre le poste central, les différentes stations de pompage et les réservoirs pour :

- Réaliser les asservissements entre les différentes stations et les réservoirs ;
- Collecter, dans le poste central, l'ensemble des informations sur le fonctionnement de la chaîne.

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements hydromécaniques des stations de pompage à fin de garantir la pérennité du projet.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### Ouvrages généraux

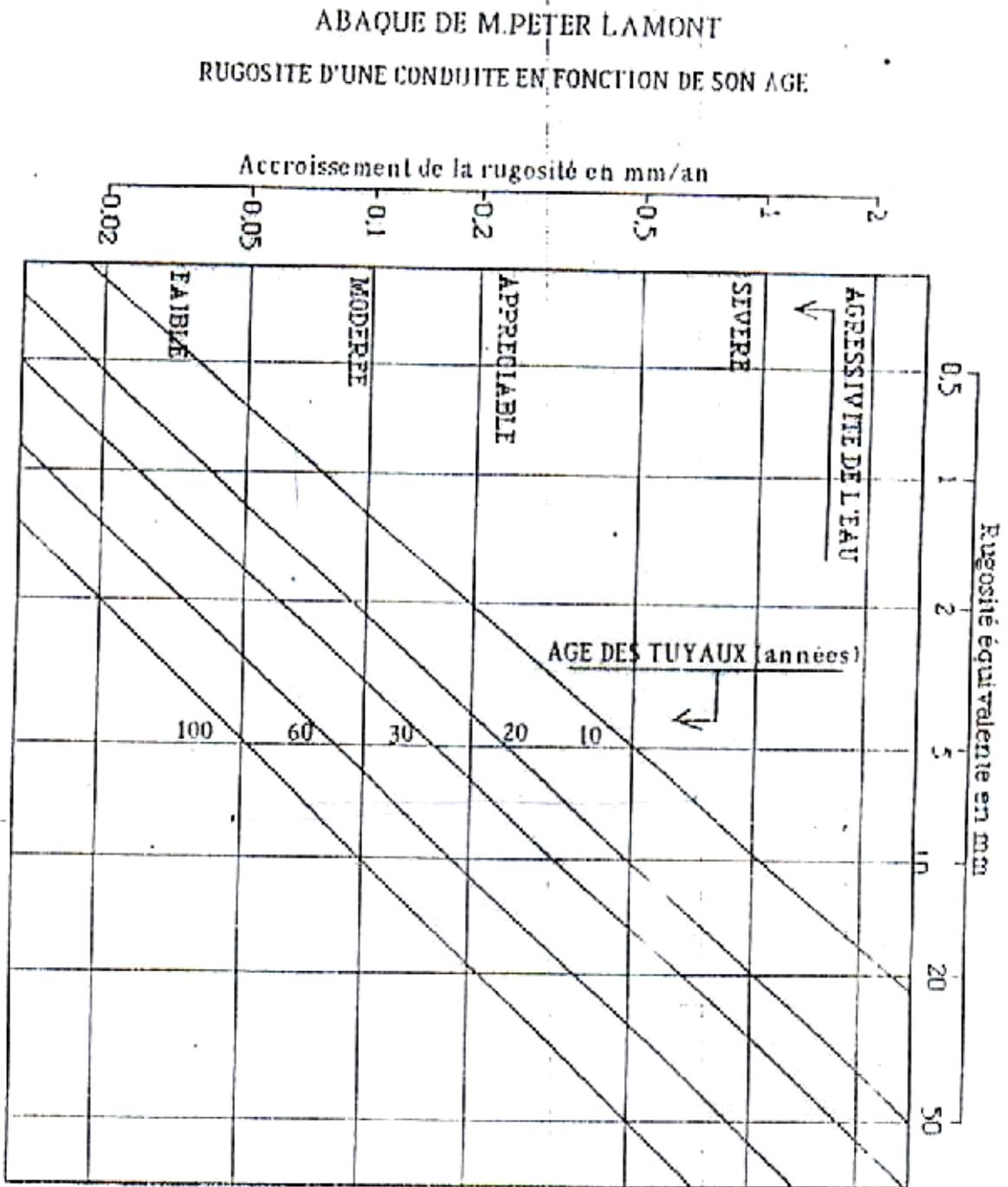
- [1] « **Prof. J Bonvin** » HYDRAULIQUE URBAINE I... Captages-Réseaux d'adduction- Réservoirs- réseaux de distribution- Equipements- pompes- petites centrales, version 2005, page 30 ; 31
- [2] « **A. GUERRIN et R.C LAVEUR** » TRAITE DE BETON ARME, Tome VI, Deuxième Edition Dunod, page 2 ; 5 ; 6 ; 7
- [3] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, Page 289
- [4] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [5] **M. Portelli** « TECHNOLOGIE D'HYDRAULIQUE INDUSTRIELLE », page 32 ;33

### Catalogues

- [6] **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [7] **KSB** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [8] **LEROY SOMER** « Moteurs asynchrones triphasés »
- [9] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».

# Annexe I

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



Annexe II.1 :

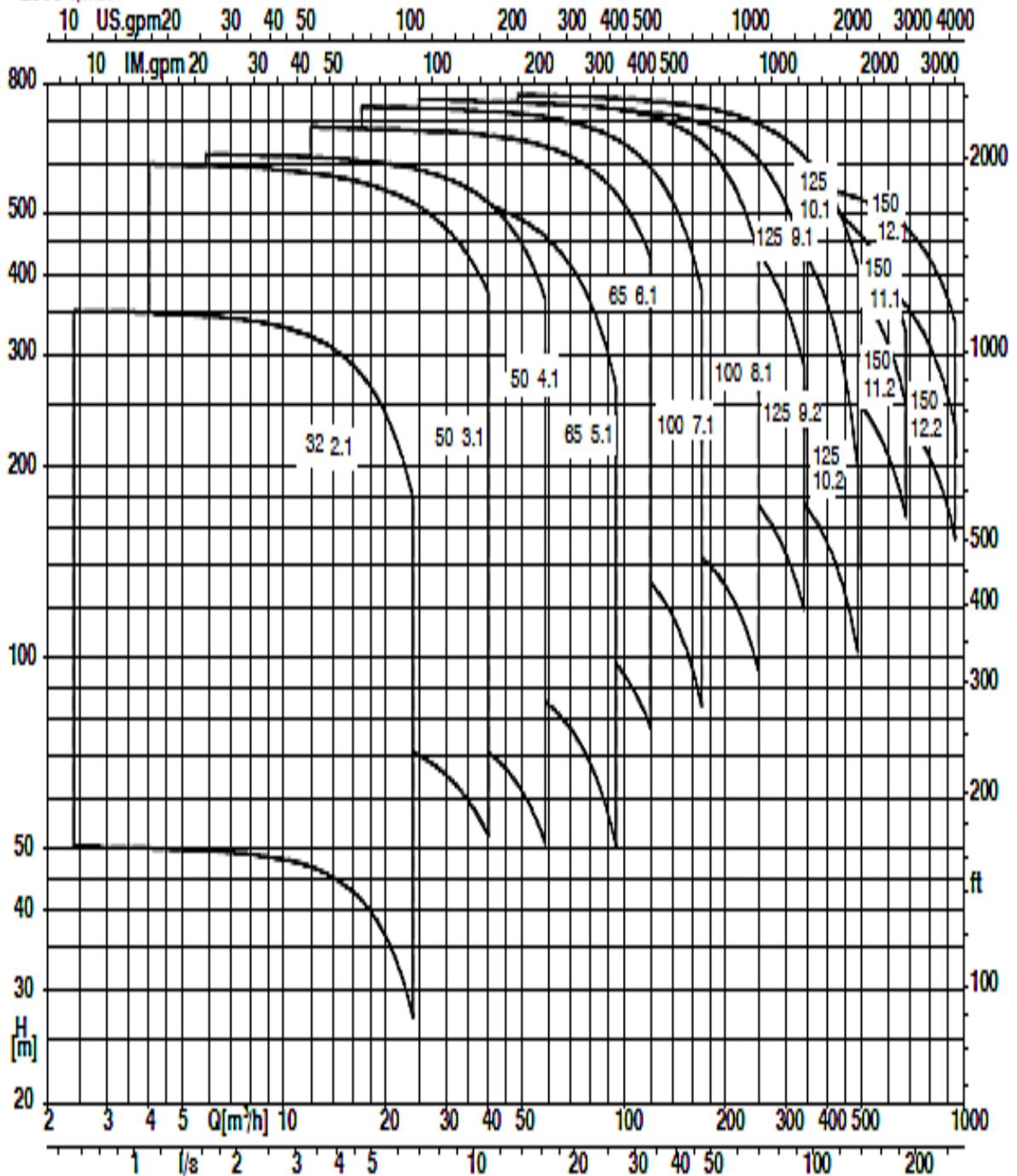
Réseau des types de pompe KSB Multitec



Multitec / Multitec-RO

Réseau

n = 2900 1/min

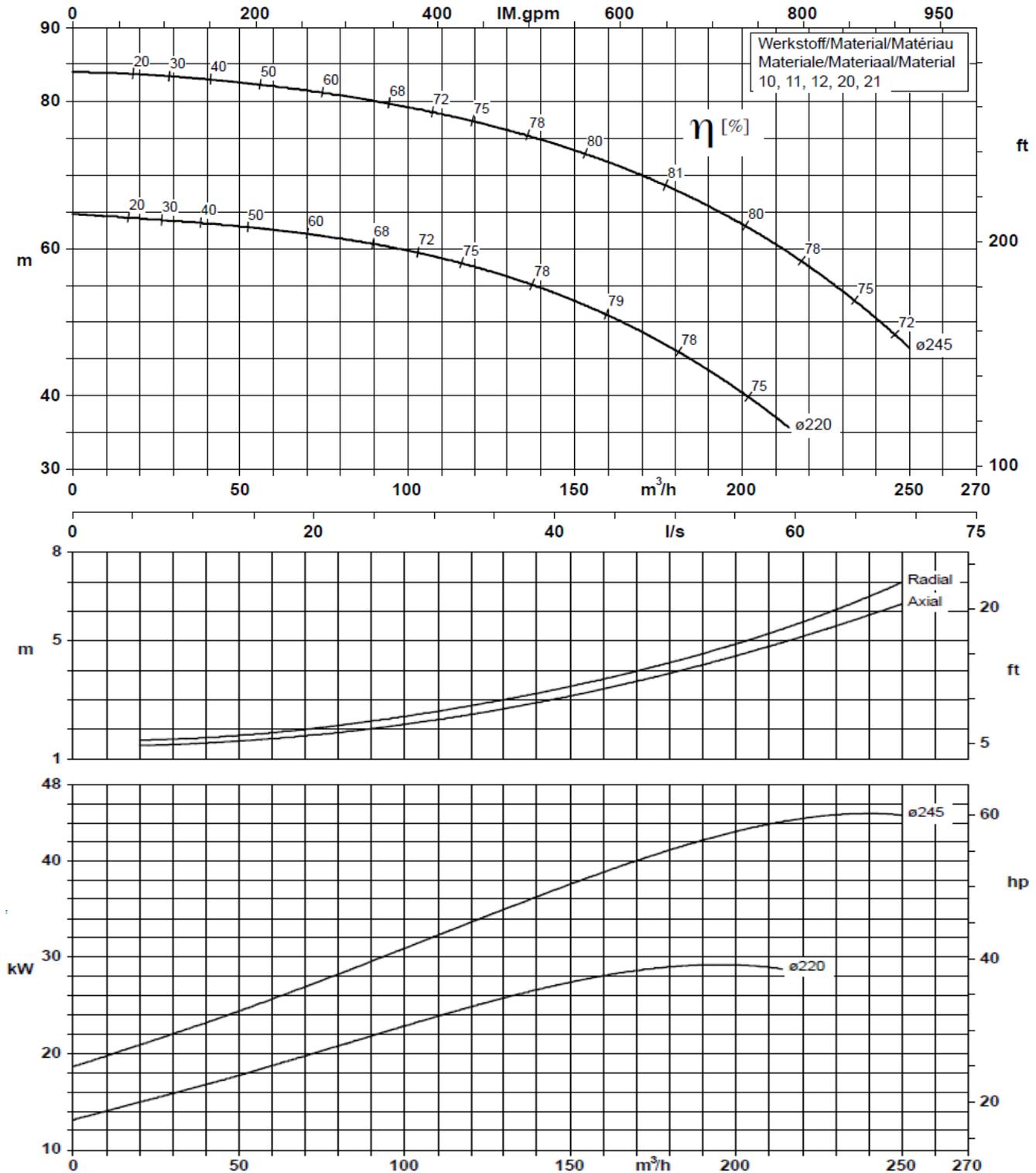


KE1777.ES.S.452/2

## Annexe II.2.a

### Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 100 8.1.

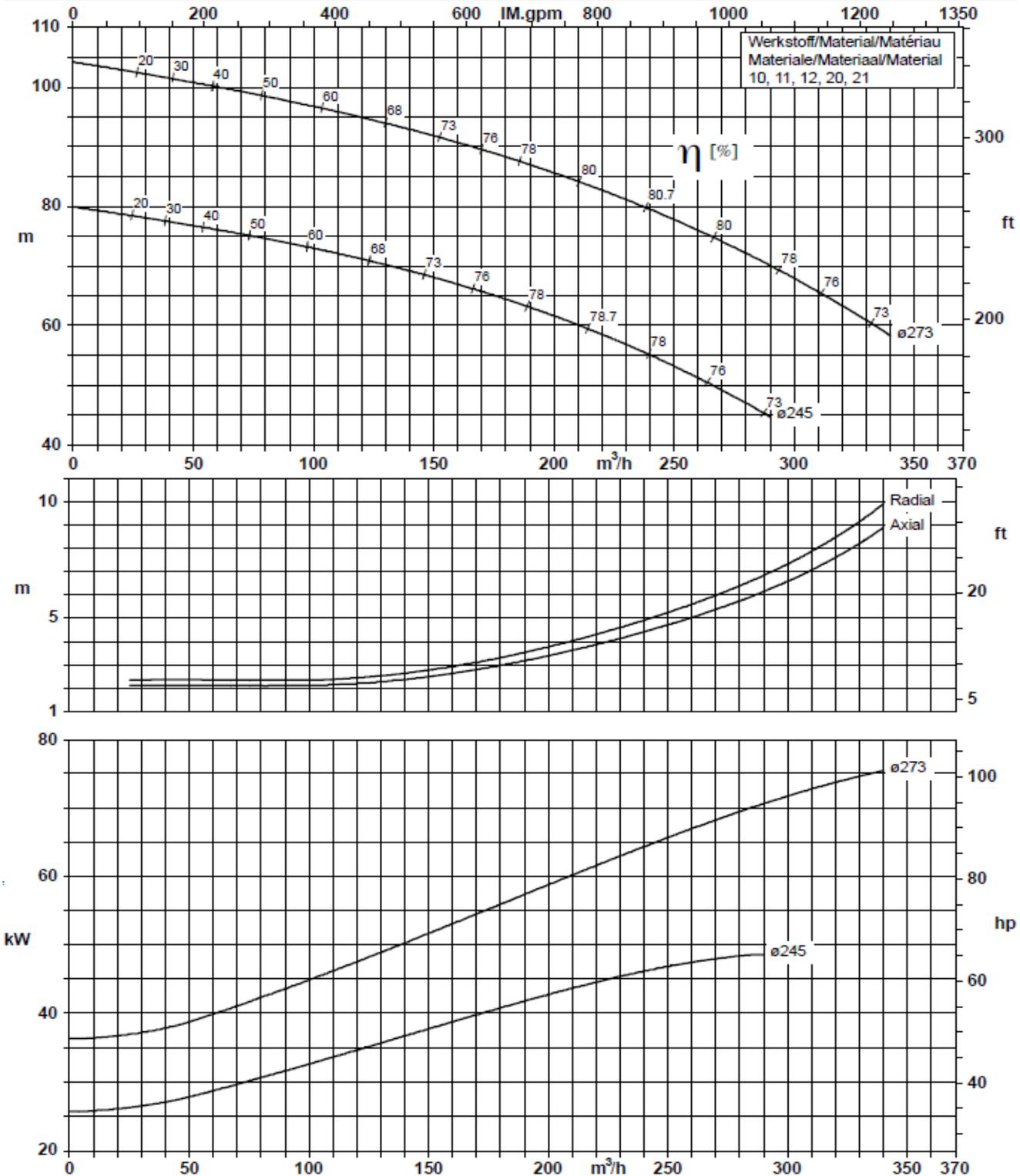
Haureihe-Größe Type-Size Modèle <b>Multitec 100 8.1</b> <b>JL1040/CC480K-GS</b>	Tipo Serie Tipo	Nenndrehzahl Nom. speed Vitesse nom. <b>2900 1/min</b>	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom. 2900 1/min	Laufrad- $\phi$ Impeller Dia. Diamètre de roue $\phi$ Girante $\phi$ Waaler $\phi$ Rodete	 Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan B.P. 139 36004 Châteauroux
Projekt Project Projeat	Progetto Projeat Proyeato	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 II.2.b

### Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 125 9.2

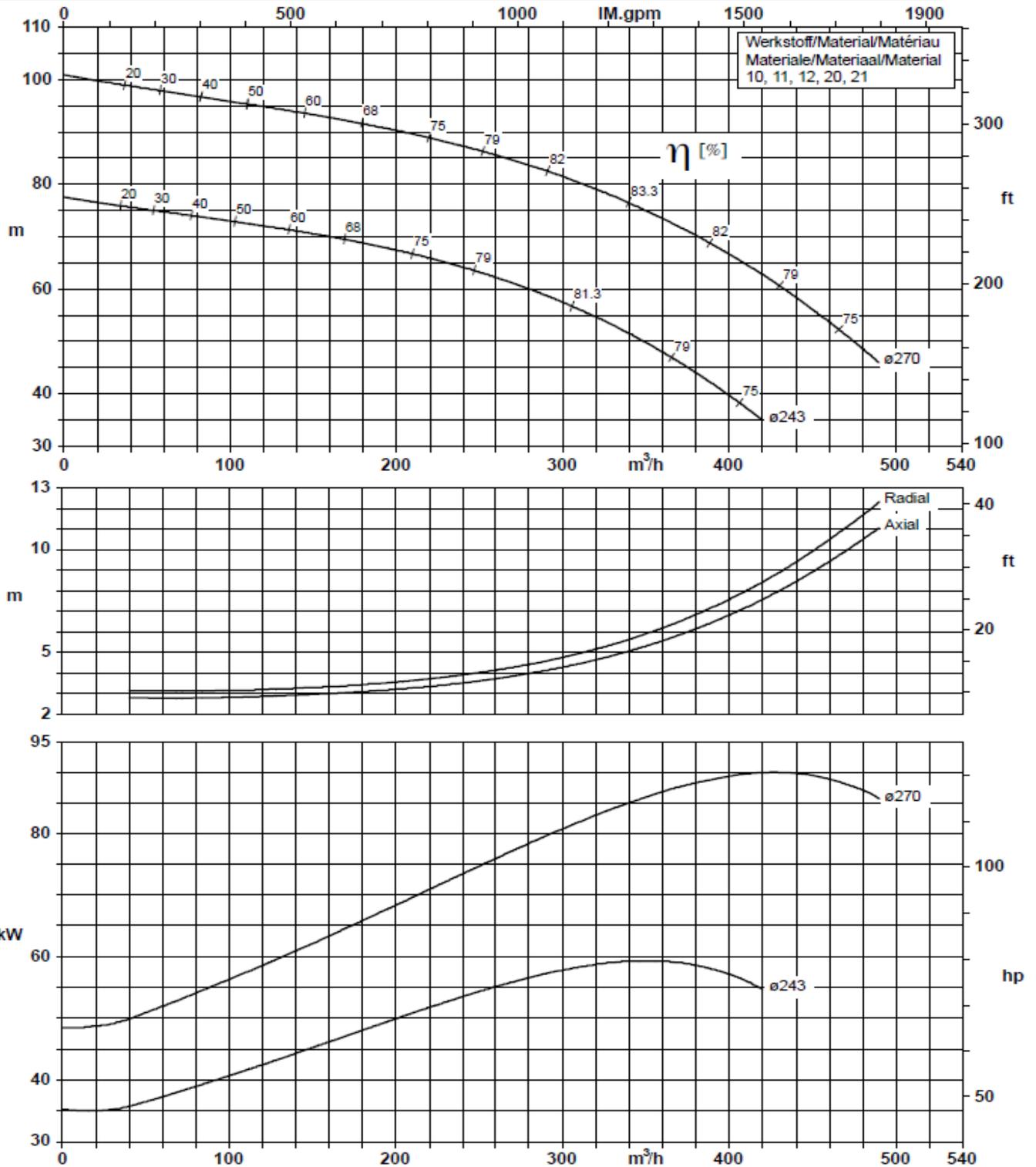
Baureihe-Größe Type-Size Modèle <b>Multitec 125 9.2</b> <b>JL1040/CC480K-GS</b>	Tipo Serie Tipo	Nenndrehzahl Nom. speed Vitesse nom. <b>2900 1/min</b>	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revolutions nom.	Laufrad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Girante ø Waaijer ø Rodete	 Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan - B.P. 189 38004 Châteauroux
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Projecto	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 II.2.c

#### Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 125 10.2

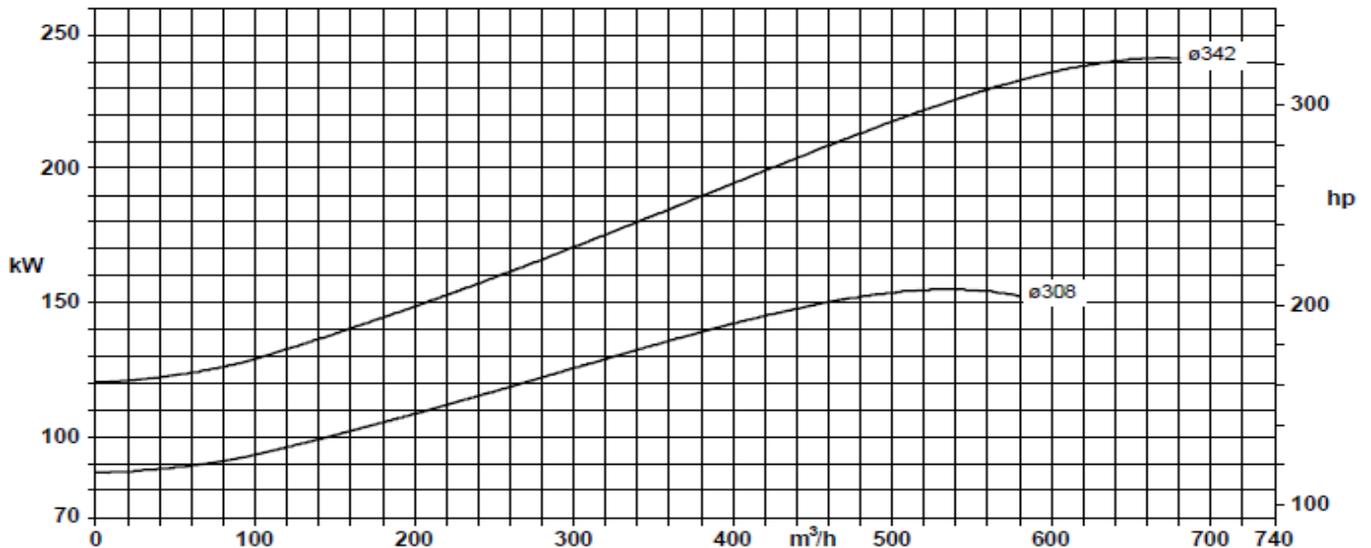
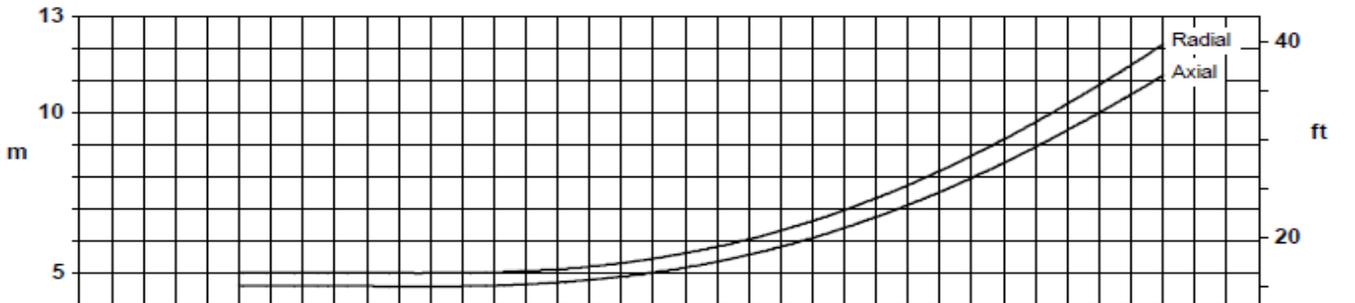
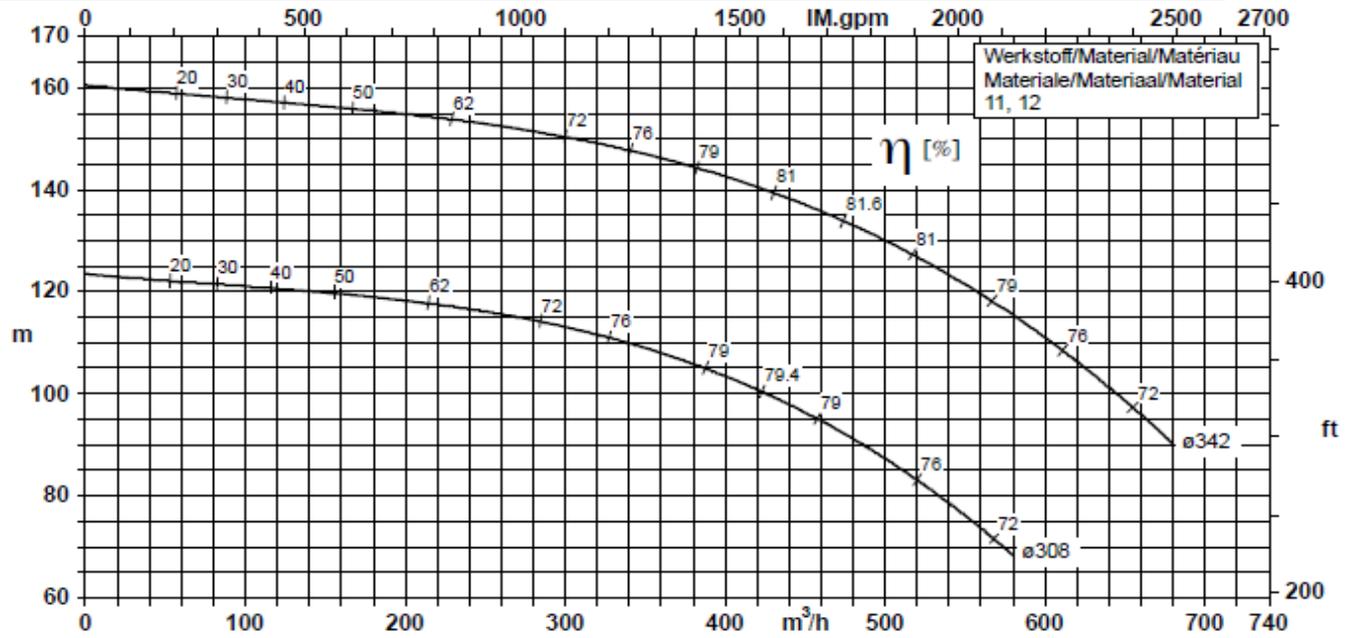
Baureihe-Größe Type-Size Modèle	Tipo Serie Tipo	Nennzahl Nom. speed Vitesse nom.	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revolutions nom.	Laufgrad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Girante ø Waaijer ø Rodete	 Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan - B.P. 189 36004 Châteauroux
Multitec 125 10.2 JL1040/CC480K-GS		2900 1/min				
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 II.2.d

Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 150 11.2

Baureihe-Größe Type-Size Modèle	Tipo Serie Tipo	Nennzahl Nom. speed Vitesse nom.	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 38004 Châteauroux
Multitec 150 11.2 JL1040/CC480K-GS		2900 1/min				
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 II.3

Grilles de sélection des moteurs asynchrones triphasés ouverts PLS

2  
pôles  
3000 min<sup>-1</sup>

IP 23  
Cl. F - ΔT 80 K  
MULTI-TENSION

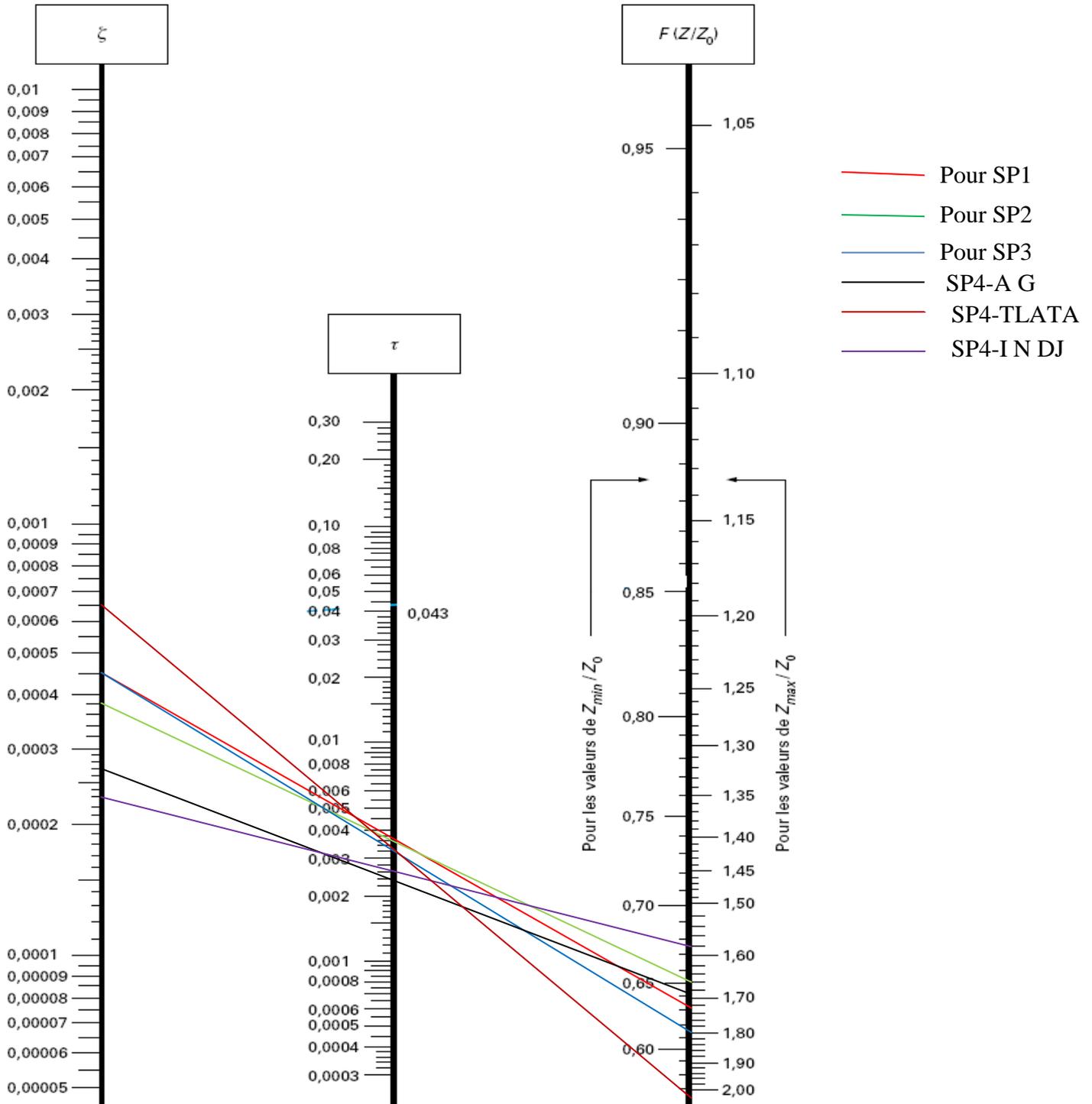
RÉSEAU Δ 230 / Y 400 V ou Δ 400 V

50 Hz

Type	*Puissance nominale à 50 Hz	Vitesse nominale	Intensité nominale	**Facteur de puissance	*** Rendement	Courant démarrage / Courant nominal	Couple démarrage / Couple nominal	Couple maximal / Couple nominal	Moment d'inertie	Masse
	$P_N$ kW	$N_N$ min <sup>-1</sup>	$I_N$ (400 V) A	$\cos \varphi$	$\eta$	$I_D / I_N$	$M_D / M_N$	$M_M / M_N$	$J$ kg.m <sup>2</sup>	IM B3 kg
PLS 160 M	11	2875	22,5	0,83	88	6,8	2,8	2,5	0,0099	57
PLS 160 M	15	2880	30,3	0,84	85	6,5	2,3	2,3	0,0128	65
PLS 160 L	18,5	2934	35,1	0,85	89,5	6,7	2,8	2,9	0,037	80
PLS 160 L	22	2936	42	0,84	90	7,2	2,7	3	0,041	86
PLS 180 M	30	2936	57,2	0,84	90,1	7,5	2,8	3,3	0,054	102
PLS 180 L	37	2940	67,2	0,87	91,4	7,3	2,8	3,1	0,081	123
PLS 200 M	45	2950	83,1	0,85	92	7,3	2,2	3	0,102	170
PLS 200 LP	55	2950	96,9	0,88	93,1	7,7	2,8	3,2	0,140	185
PLS 225 MR	75	2945	134	0,87	92,9	7,8	2,8	3,1	0,17	240
PLS 250 SP	90	2980	183	0,85	93,8	7,4	2,4	3,1	0,40	325
PLS 250 MP	110	2980	198	0,88	94,2	7,7	2,5	3,3	0,44	350
PLS 280 MC	132	2958	232	0,87	94,6	7,8	2,5	3,5	0,48	455
PLS 315 S	160	2974	276	0,88	95	8,2	2,7	3,4	1,25	645
PLS 315 M	200	2974	341	0,89	95,2	8,3	2,8	3,4	1,42	705
PLS 315 L	250	2974	421	0,9	95,3	8,2	2,9	3,4	1,68	790
PLS 315 LD	280	2972	466	0,91	95,4	8	2,8	3,1	1,97	900
PLS 315 MG	280	2985	503	0,85	94,5	6,4	1,8	2,1	2,3	910
PLS 315 LD	315	2972	529	0,9	95,5	8,3	3,1	3,4	1,97	910
PLS 315 MG	315	2985	557	0,88	95	6,4	1,8	2,1	2,5	940
PLS 315 LG	355	2985	617	0,87	95,5	6,5	1,7	2	2,8	1030
PLS 315 LG	400	2985	695	0,87	95,5	7	1,9	2	3,1	1120
PLS 315 VLG	450	2975	778	0,87	96	7	1,9	2,1	3,5	1200
PLS 355 LA	500	2978	884	0,87	96	8,4	1,8	2,2	6,3	1700
PLS 355 LB	710	2978	1207	0,88	96,5	8,4	1,8	2,2	8	2050

### Annexe III

Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air



$$\xi = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \quad \tau = \xi F(Z/Z_0)$$

$$F(Z/Z_0) = \left[ \frac{Z_0}{Z} - \ln \frac{Z_0}{Z} - 1 \right]^{-1}$$