

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la zone sud d'Algérie.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0018-12

APA Citation (توثيق APA):

Ait Rmdane, Youghrta (2012). Renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la zone sud d'Algérie[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

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 :

**RENFORCEMENT DE L'APPROVISIONNEMENT EN EAU
POTABLE DE LA ZONE SUD D'ALGER**

Présenté par :

M^r : AIT RAMDANE Youghourta .

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r O.KHODJET-KESBA	M C.A	Président
M^r Y.DERNOUNI	M A.A	Examineur
M^{me} L.TAFAT	M A.A	Examinatrice
M^r R.KERID	M A.B	Examineur
M^r M.BELALI	M A.B	Examineur
M^{me} W. MOKRANE	M A.A	Promotrice

Septembre 2012

Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents Tahar et Dahbia, qui
m'ont soutenus durant toutes ces années de
formation.*

A toutes mes sœurs, Nadia, Fariza et Naima.

A toutes mes frères, Omar et Said

A toute la famille AIT RAMDANE.

A ma grand-mère.

*A tout mes amis spécialement:
Ma famille de l'E.N.S.H.*

*Et à toute la promotion 2011/2012
de l'hydraulique.*

Y. AIT RAMDANE.

Remerciements

A l'issu de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Ma promotrice Madame MOKRANE pour sa disponibilité et son aide.

Monsieur SALAH.B pour ses directives et ses conseils.

Je tiens également à adresser mes vifs remerciements à monsieur ARZKI LARABI (chef de département de BET-SEAAL) pour son aide durant la période de collection des données et tout au long de mon travail.

A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail

Y. AITRAMDANE

ملخص :

نصادف القنوات تحت الضغط في أنابيب النقل ذو السيلان بالجاذبية و بالدفع و في حالة التوزيع ابتداء من الخزان.

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

في أنابيب الدفع , المياه ترفع بواسطة محطات الضخ , لذا ندرس محطات الضخ و إعادة الضخ المشكلة لسلسلة أنابيب نقل المياه .

بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة , من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية.

و أخيرا نتطرق إلى طريقة انجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé

Les conduites en charge se rencontrent, tant en adduction gravitaire ou par refoulement qu'en distribution à partir d'un réservoir.

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.

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, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract

The load pipes meet together, so much in gravitary adduction or by repression that in distribution from the reservoir.

We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions in which will have to be established our mixed adduction (gravitary-repression) from a technical and economic point of view.

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

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

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

SOMMAIRE

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

Chapitre I : Données de départ

Introduction.....	2
I.1. Situation géographique.....	2
I.2. Situation géologique	4
I.2.1. Géologie	4
I.2.2. Sismicité	4
I.3. Situation topographique.....	4
I.4. Situation climatique.....	4
I.5. Situation démographique.....	5
I.6. Situation hydraulique.....	7
Conclusion.....	7

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau

Introduction.....	8
II.1. Evolution de la population.....	8
II.2. Evolution des besoins en eau potable.....	10
II.2.1. Généralités.....	10
II.2.2. Evaluation de la consommation moyenne journalière.....	10
II.2.3. Estimation de la consommation moyenne journalière total.....	11
II.2.4. Variation de la consommation.....	13
Conclusion.....	21

Chapitre III : Positionnement du problème

Introduction.....	22
III.1. Description de la structure hydraulique actuelle (2012).....	22
III.1.1. Zone hydraulique de Birtouta.....	22
III.1.2. Zone hydraulique Sidi Slimane.....	24
III.2. Problématique.....	26
III.3. Objectif de l'étude.....	26
Conclusion.....	26

Chapitre IV : Choix de la variante du tracé d'adduction

Introduction.....	27
IV.1. Types d'adduction.....	27
IV.1.1. Adduction gravitaire.....	27
IV.1.2. Adduction par refoulement.....	27
IV.1.3. Adduction mixte.....	27

IV.2. Adduction et types d'écoulement.....	27
IV.2.1. Ecoulement à surface libre.....	27
IV.2.2. Ecoulement en charge.....	27
IV.3. Etude des variantes.....	28
IV.3.1. La variante proposée.....	28
IV.4. Choix du tracé.....	31
IV.5.Choix du matériau de la conduite.....	31
IV.6.Comportement d'une adduction.....	33
IV.6.1. Cas de surpression.....	33
IV.6.2. Cas de dépression.....	33
IV.7. Calcul hydraulique.....	34
IV.7.1. Méthode de calcul.....	34
IV.7.2.Dimensionnement de l'adduction gravitaire.....	37
IV.7.3.Dimensionnement de l'adduction par refoulement.....	40
IV.8. Profil en long du terrain naturel.....	47
Conclusion.....	48

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction.....	49
V.1. Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage	49
V.2. Choix du type de pompe.....	49
V.3. Couplage des pompes.....	50
V.3.1. Couplage en parallèle.....	50
V.3.2. Couplage en série	51
V.4. Choix du nombre de pompes.....	51
V.4.1. Refoulement : SP 1 - Réservoir SP 2.....	52
V.4.2. Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3.....	52
V.4.3. Refoulement : SP 3 – château d'eau Sidi Slimane.....	53
V.5. Courbes caractéristiques des pompes.....	53
V.6. Points de fonctionnement des pompes.....	55
V.6.1. Refoulement : SP 1 - Réservoir SP 2.....	56
V.6.2. Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3.....	57
V.6.3. Refoulement : SP 3 – château d'eau Sidi Slimane.....	57
V.7. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	59
V.7.1. Refoulement : SP 1 - Réservoir SP 2.....	61
V.7.2. Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3.....	63
V.7.3. Refoulement : SP 3- château d'eau Sidi Slimane.....	64
V.8. Equipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe.....	65
V.8.1. Equipements en amont de la pompe	65
V.8.2. Equipements en aval de la pompe	66
V.9. Etude de la cavitation.....	67
V.9.1. Refoulement : SP 1 - Réservoir SP 2.....	68
V.9.2. Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3.....	69
V.9.3. Refoulement : SP 3 - château d'eau Sidi Slimane	70

V.10. Choix du moteur électrique.....	71
V.10.1. Critères de choix du moteur électrique.....	71
V.10.2. Vitesse de rotation du moteur.....	71
V.10.3. Puissance fournie par le moteur.....	71
V.10.4. Encombrement des moteurs.....	73
V.11. Bâtiments de la station de pompage.....	74
V.11.1. Choix du bâtiment.....	74
V.11.2. Partie supérieure de bâtiment.....	74
V.11.3. Dimensionnement des bâtiments des stations.....	75
V. 11.3.1. Hauteur du bâtiment.....	75
V. 11.3.2. Dimension du bâtiment.....	76
V.12. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire.....	78
V.12.1. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	78
V.12.2. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	78
V.12.3. Calcul des réservoirs d'air.....	78
V.12.4. Dimensionnement des réservoirs d'air par la formule de SALAH B.....	79
V.12.5. Installation du réservoir d'air.....	81
Conclusion.....	81

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage

Introduction.....	82
VI.1. Fonctions des réservoirs.....	82
VI.2. Prescriptions sanitaires.....	82
VI.3. Classification des réservoirs.....	83
VI.4. Emplacement des réservoirs.....	85
VI.5. Capacités des réservoirs.....	86
VI.5.1. Méthode analytique.....	86
VI.5.2. Méthode graphique.....	87
VI.5.3. Calcul des capacités des réservoirs.....	88
VI.5.3.1. Réservoirs transit.....	88
VI.5.3.2. Réservoir de Sidi Slimane Haut.....	92
VI.5.3.3. Réservoir d'Ouled Belhadj.....	93
VI.5.4. Forme des réservoirs.....	94
VI.6. Equipement du réservoir.....	95
VI.7. Matérialisation de la consigne d'incendie.....	95
VI.7.1. Système à deux prises.....	95
VI.7.2. Système à siphon.....	95
VI.8. Traversée des conduites dans les parois de la cuve.....	97
Conclusion.....	97

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....	98
VII.1. Différents travaux à entreprendre.....	98
VII.1.1. Travaux concernant les stations de pompage.....	98

VII.1.2. Travaux concernant l'adduction.....	99
VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs.....	99
VII.2. Calcul des volumes des travaux.....	100
VII.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage.....	100
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.....	109
VII.4. Les engins.....	111
VII.4.1. Pelle hydraulique.....	111
VII.4.2. Dozer.....	112
VII.4.3. Chargeur.....	113
VII.4.4. Compacteur (vibrateur de sol).....	113
Conclusion.....	113
Conclusion générale.....	114

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Données de départ

Tableau I: Evolution de la population par localité de notre zone d'étude à l'année de recensement 2008.....	5
--	---

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau

Tableau II.1: Evolution de la population à horizons 2040.....	9
Tableau II.2: Répartition par zone de distribution les besoins moyens journaliers à différents horizons.....	11
Tableau II.3: Débits moyens journaliers totaux.....	12
Tableau II.4: Consommations minimale journalière pour chaque zone.....	13
Tableau II.5: Consommations maximale journalière pour chaque zone.....	14
Tableau II.6: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.....	16
Tableau II.7: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant.....	16
Tableau II.8: les coefficients $K_{\max h}$ et $K_{\min h}$ en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau II.9: Répartition horaire du débit maximum journalier.....	17
Tableau II.10: Variation du débit horaire pour la zone de distribution Birtouta.....	18
Tableau II.11: Variation du débit horaire pour la zone de distribution Sidi Slimane bas.....	19
Tableau II.12: Variation du débit horaire pour la zone de distribution Sidi Slimane Haut.....	20
Tableau II.13: Variation du débit horaire pour la zone de distribution khraicia.....	21

Chapitre IV : Choix de la variante du tracé d'adduction

Tableau IV.1: Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.....	32
Tableau IV.2: Coefficients K' , m et β pour différents types du tuyau.....	35
Tableau IV.3: La longueur de tronçon de l'adduction.....	37
Tableau IV.4: Les altitudes des différents points de l'adduction.....	37
Tableau IV.5: Diamètre normalisé pour le tronçon de l'adduction.....	38
Tableau IV.6: Frais d'amortissement du tronçon point de piquage - bache de la SP1.....	39
Tableau IV.7: La longueur de tronçon de l'adduction.....	39
Tableau IV.8: Les altitudes des différents points de l'adduction.....	39
Tableau IV.9: Diamètre normalisé pour le tronçon de l'adduction.....	40
Tableau IV.10: Frais d'amortissement du tronçon R. Sidi Slimane – R. Ouled Belhadj.....	40
Tableau IV.11.a: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	41
Tableau IV.11.b: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	41
Tableau IV.11.c: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre.....	42
Tableau IV.11.d: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	42
Tableau IV.12.a: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	43

Tableau IV.12.b: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	44
Tableau IV.12.c: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre.....	44
Tableau IV.12.d: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	44
Tableau IV.13.a: Variation des HMT en fonction du diamètre.....	46
Tableau IV.13.b: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	46
Tableau IV.13.c: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre.....	46
Tableau IV.13.d: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	47

Chapitre V : Etude du pompage

Tableau V.1.a: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	52
Tableau V.1.b: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	52
Tableau V.1.c: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	53
Tableau V.2.a: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-Réservoir SP2).....	56
Tableau V.2.b: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-Réservoir SP3).....	57
Tableau V.2.c: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP3-Réservoir château d'eau Sidi Slimane).....	57
Tableau V.3.a: Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation....	61
Tableau V.3.b: Les performances de la pompe après le vannage.....	61
Tableau V.3.c: Les performances de la pompe après diminution du temps de pompage.....	62
Tableau V.3.d: Les performances de la pompe après le rognage.....	62
Tableau V.4.a: Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation....	63
Tableau V.4.b: Les performances de la pompe après le vannage.....	63
Tableau V.4.c: Les performances de la pompe après diminution du temps de pompage.....	63
Tableau V.4.d: Les performances de la pompe après le rognage.....	63
Tableau V.5.a: Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation....	64
Tableau V.5.b: Les performances de la pompe après le vannage.....	64
Tableau V.5.c: Les performances de la pompe après diminution du temps de pompage.....	64
Tableau V.5.d: Les performances de la pompe après le rognage.....	64
Tableau V.6: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	67
Tableau V.7: Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	71
Tableau V.8.a: Type et caractéristiques des moteurs de la SP N°1.....	72
Tableau V.8.b: Type et caractéristiques des moteurs de la SP N°2.....	72
Tableau V.8.c: Type et caractéristiques des moteurs de la SP N°3.....	73
Tableau V.9.a: Dimensions du bout d'arbre principal.....	73
Tableau V.9.b: Dimensions principales du moteur.....	73
Tableau V.10 : Choix du type de bâtiment.....	74
Tableau V.11: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	80
Tableau V.12: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	80

Tableau V.13: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	81
--	----

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage

Tableau VI.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de pompage N°1....	89
Tableau VI.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de pompage N°2....	90
Tableau VI.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de pompage N°3....	91
Tableau VI.4: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Sidi Slimane Haut.....	92
Tableau VI.5: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouled Belhadj.....	93
Tableau VI.6: Tableau donnant les dimensions des réservoirs.....	95

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1.a: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage.....	101
Tableau VII.1.b: Volumes de travaux d'une seule station de pompage.....	102
Tableau VII.2.a: Calcul du volume des déblais.....	103
Tableau VII.2.b: Calcul du volume du lit de sable.....	103
Tableau VII.2.c: Calcul du volume de la conduite.....	104
Tableau VII.2.d : Volumes des travaux de transfert.....	104
Tableau VII.3.a: Calcul du volume du béton armé du réservoir.....	107
Tableau VII.3.b: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.....	108
Tableau VII.3.c: Volumes de travaux des réservoirs jumelés.....	109
Tableau VII.4.a: Coût des travaux d'une seule station de pompage.....	109
Tableau VII.4.b: Coût des travaux de l'adduction.....	109
Tableau VII.4.c: Coût des travaux des réservoirs jumelés de la station de pompage N°1....	110
Tableau VII.4.d: Coût des travaux des réservoirs jumelés de la station de pompage N°2...110	
Tableau VII.4.e: Coût des travaux des réservoirs jumelés de la station de pompage N°3...110	
Tableau VII.5: Bilan des coûts.....	111

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Données de départ

Figure I.1: plan de situation de la zone concernée par le projet.....	3
Figure I.2: Répartition des habitants par localité.....	6
Figure I.3: Carte des sources hydrauliques à la plaine de la Mitidja.....	7

Chapitre II : Evaluation des besoins en eau

Figure II.1: Evolution de la population à l'horizon 2040.....	9
Figure II.2: Répartition des besoins en eau par chaque zone de distribution.....	12
Figure II.3: Représentation des consommations journalières.....	15

Chapitre III : Positionnement du problème

Figure III.1: Plan de La zone de Birtouta – Situation actuelle (2012).....	23
Figure III.2: Image Google Earth de la partie haut de notre zone d'étude.....	24
Figure III.3: Photo du regard de vannage Réservoir de Sidi Slimane.....	24
Figure III.4: ZONE hydraulique de Sidi Slimane.....	25

Chapitre IV : Choix de la variante du tracé d'adduction

Figure IV.1: photo du Site d'implantation de la SP et du réservoir de Birtouta Haut.....	29
Figure IV.2: Schéma vertical de la variante proposé (Trois stations de pompage).....	30
Figure IV.3.a: Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).....	33
Figure IV.3.b: Problème d'écrêtement (implosion de la conduite).....	34
Figure IV.4.a: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	42
Figure IV.4.b: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	45
Figure IV.4.c: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	47

Chapitre V : Etude du pompage

Figure V.1: Réseau des types de pompe KSB Multitec.....	50
Figure V.2.a: Couplage de deux pompes en parallèle.....	51
Figure V.2.b: Couplage de deux pompes en série.....	51
Figure V.3.a: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 150 12,2.....	54
Figure V.3.b: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 110 11.2.....	54
Figure V.3.c : Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 10.2.....	55
Figure V.4.a: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°1.....	58
Figure V.4.b: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°2.....	58
Figure V.4.c: Point de fonctionnement des pompes de la SP N°3.....	59

Figure V.5.a: Modes de réglage de la SP N°1.....	62
Figure V.5.b: Modes de réglage de la SP N°2.....	63
Figure V.5.c: Modes de réglage de la SP N°3.....	64
Figure V.6.a: Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe.....	65
Figure V.6.b: Schéma indicatif de l'équipement en aval de la pompe.....	66
Figure V.7: Schéma d'installation du réservoir d'aire.....	81

Chapitre VI : Dimensionnement des ouvrages de stockage

Figure VI.1: quelques types de réservoir.....	84
Figure VI.2: Le réservoir se situe à l'intérieur de l'agglomération.....	85
Figure VI.3: Le réservoir se situe loin de l'agglomération.....	85
Figure VI.4: Méthode graphique.....	87
Figure VI.5: Equipements des réservoirs.....	96
Figure VI.6: Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	97
Figure VI.7: Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	97

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII.1: Coupes en travers de la tranchée de la conduite.....	102
Figure VII.2: Pelle hydraulique.....	111
Figure VII.3: Bulldozer.....	112
Figure VII.4 : Chargeur.....	113

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan topographique du tronçon gravitaire (point de piquage -- SPN°1).

Planche N° 2 : Profil en long du tronçon de refoulement (SP N° 2-- SPN° 3).

Profil en long du tronçon de gravitaire (point de piquage -- SP N° 1).

Profil en long du tronçon de refoulement (SP N° 1-- SP N° 2).

Planche N° 3 : les accessoires du la conduite d'adduction.

Planche N° 4 : Plan de la station de pompage (SPN°2).

Planche N° 5 : Plan des réservoirs jumèles de la SP N° 3.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, indispensable à la vie et à tout développement c'est un bien commun à toutes les populations, mais aussi c'est le devoir de chacun, de protéger et de veiller à une utilisation plus rationnelle de cette ressource dans l'intérêt de tout le monde.

À cet égard, dans le domaine de l'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent entre autre, l'alimentation en eau potable qui consiste à satisfaire à chaque instant les besoins domestiques, industrielles et assurer aussi par un débit concentré les besoins de l'irrigation et cela à l'aide des ouvrages qui seront dimensionnés en fonction de la consommation.

Alger, capital de l'Algérie, est une grande ville d'Afrique du nord de plus de trois millions d'habitants, et elle grandit de jours en jours soit avec des nouvelles agglomérations ou une simple extension des agglomérations existante et toutes les infrastructures de la ville grandissent en parallèle.

La consommation en eau aussi à augmentée ces dernières années du fait de l'accroissement de la population et de l'amélioration du mode de vie des gents, mais les infrastructures de production et de distribution de l'eau potable n'a pas suivie ce développement.

Pour cette raison, il faut faire une étude de renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la wilaya d'Alger pour l'horizon 2040 visant à résoudre les déficits en eau en divisant la wilaya en cinq zone qui sont : Alger Nord, Alger Sud, Alger Est, Alger Ouest, et Alger Centre avec une étude des adductions principales en parallèle.

La zone sud de la wilaya d'Alger, objet de notre étude, connaît un développement urbain des plus importants de la wilaya d'Alger, due essentiellement aux importants programmes de logements lancés dans la zone (plus de 5000 logements) et dans la livraison est prévu pour 2012.

Ajouté à cela, la zone est caractérisée par un réseau de distribution très morcelé, souvent sous-dimensionné et en mauvais état, alimenté principalement par des petites bâches ou citernes d'eaux via principalement des forages et quelques supprimeurs installés sur la conduite d'adduction GDC/MAZAFRAN à savoir la DN 1050 (42'').

Le renforcement du réseau d'AEP de la zone sud d'Alger faisant l'objet de notre étude entrant dans le cadre de notre projet, nécessite pour son élaboration une connaissance de la région d'étude de suivi d'une estimation des besoins en eau puis par le dimensionnement des ouvrages nécessaire à ce projet de transfert d'eau.

Introduction

Pour pouvoir assurer une bonne prise en charge de la zone d'étude nous devons connaître la situation de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

I.1. Situation géographique

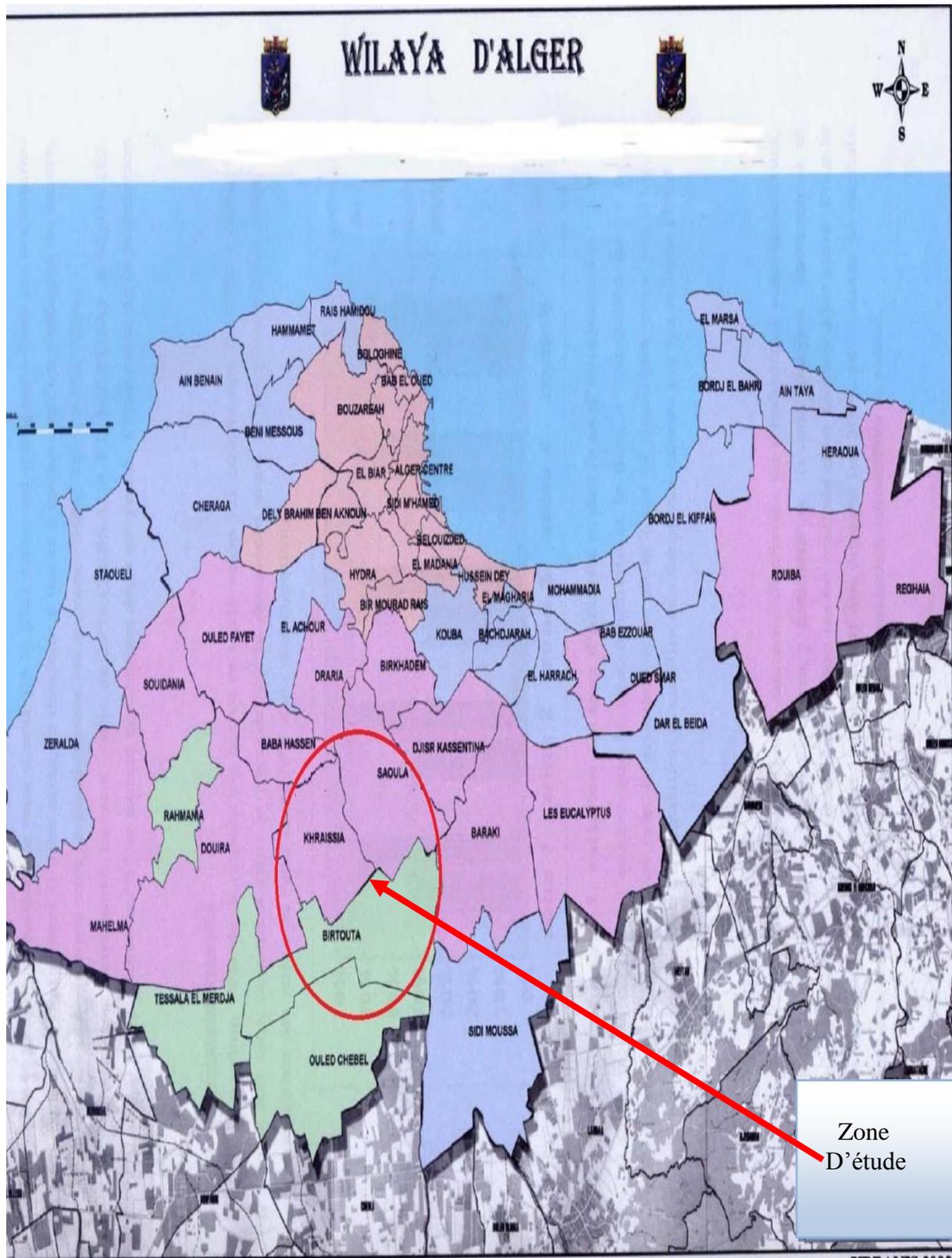
La zone d'étude se situe au sud de la wilaya d'Alger dans la plaine de la Mitidja, dans les communes de BIRTOUTA, KHRAICIA et SAOULA.

Cette zone prend son départ par un piquage sur la liaison SPIK-MAZAFRAN (Système de production Issers – Keddara). Et son arrivée aux différentes localités concernées par le projet passant par Ali Bouhadja (localité de Birtouta) vers Birtouta ville et Sidi Slimane (site de Saoula).

La zone de ce projet est limitée :

- Au Nord par : Bab Hassan, Draria et Birkhadem.
- Au Sud par : Ouled Chebel.
- A l'Est par : Baraki, Sidi Moussa.
- A l'Ouest par : Douera, Tassala El Merdja.
-

La figure ci-après, montre le positionnement exact de notre zone d'étude.



Source (Wikipédia)

Figure I.1 : plan de situation de la zone concernée par le projet.

I.2. Situation géologique

La situation géologique est composée de différents paramètres dont on distingue :

I.2.1 Géologie

La zone sud de la wilaya d'Alger située dans la plaine de la Mitidja, qui est une vaste plaine d'Alger du nord est orientée de l'ouest sud-ouest vers l'est nord-est.

Sauf à l'extrême ouest où elle se termine en pointe près de Marengo, elle est rectangulaire ; Avec environ 90km de longueur sur 15 à 17 de largeur : soit 130 000 à 135 000 hectares.

Des surfaces agricoles couvrent plus de la moitié de la zone d'étude.

Constitué essentiellement d'alluvions récentes (des limons, des argiles et des sables) avec des poches d'alluvions anciennes (limons-caillouteux de terrasse).

I.2.2 sismicité

Alger est en zone sismique (Zone III). Les Règles parasismiques Algériennes RAP 99 (Révisé 2003) avant être appliquées.

Elle est menacée par plusieurs failles (Zemmouri, Sahel, Chenoua, Blida, Thnia). Le dernier séisme important date du 2003 de Boumerdes (faille Zemmouri), et a coûté la vie de 20 000 personnes. Cependant plusieurs quartiers ont été touchés par ce séisme.

Les sols dangereux à hauts risques sismiques sont :

- ✓ les alluvions épaisses et molles où une nappe phréatique est plus profonde.
- ✓ Les sols à poussées sableuses, limoneuses, saturés d'eau.
- ✓ Les marnes et argiles, peuvent poser des problèmes lorsqu'ils sont gorgés d'eau.

La zone d'étude se trouve dans la zone territoriale où l'intensité sismique est non négligeable, car elle se situe au dessus de la faille tectonique.

I.3. Situation topographique

Notre région d'étude est constituée de plaines et de collines avec des cotes altimétriques variant de 30 à 230 m NGA. Qui donne, en général un relief accidenté avec des pentes considérables sur la partie nord et un relief de très faible pente sur la partie sud.

I.4. Situation climatique [6]

La zone d'étude jouit d'un climat méditerranéen humide à hiver frais et à été sec et chaud. Elle subit pratiquement les mêmes variations saisonnières que la zone côtière.

I.4.1.Pluviométrie :

Dans le secteur sud est sous l'influence du climat méditerranéen, les précipitations sont de 628mm/an, se répartissant dans les deux saisons de pluie.

I.4.2.Température :

La température est moyenne 17⁰C, le gel est fréquent en hiver, posant de sérieux problèmes aux cultures maraîchères.

I.4.3.Vent :

Les vents dominants sont de direction Ouest et Nord-est, ils sont généralement faibles, Le vent du sirocco souffle en juillet et août avec une moyenne de 6 jour/an.

Le maximum de force des vents se situe au cours de l’hiver et le minimum à la fin de l’été.

I.4.4. hygrométrie :

Alger. Elle est connue par ses longs étés chauds et secs. Les hivers sont doux et humides, la neige est rare mais pas impossible. Les pluies sont abondantes et peuvent être diluviennes. Il fait généralement chaud surtout de la mi-juillet à la mi-août.

Relevé météorologique d'Alger													
Mois	jan.	fév.	mar.	avr.	mai	juin	juil.	août.	sep.	oct.	nov.	déc.	année
Température minimale moyenne (°C)	7	8	9	9	12	15	17	19	14	11	6	7	11,5
Température maximale moyenne (°C)	16	17	18	20	23	26	27	29	26	23	16	16	17,2
Précipitations (mm)	112	84	74	41	46	15	1	5	41	79	130	137	764
Nombre de jours avec pluie	12	8	5	6	3	3	2	2	3,2	2	10	14	70
Record de froid (°C)	-11	-8	-5	3,8	3,8	9,4	13,4	13,8	11,6	7,2	-4	-10	-9
Record de chaleur (°C)	24,4	30	28,8	37,2	41,2	41,6	41,1	47,2	44,4	37,7	31,1	29,1	47,2

Source (Wikipédia)

I.5. Situation démographique

La population par localités de la zone du projet, a été tirée de l’annuaire statistique de la wilaya d’Alger, conformément à l’année de recensement de 2008 et est présentée dans le tableau suivant :

Tableau I.1.: Evolution de la population par localité de notre zone d’étude à l’année de recensement 2008.

Localités	Population (Hab.)	taux d'accroissement
	2008	
Birtouta Ville	33 058	1,5
Sidi M’Hamed	23 000	1,5
Ali Bouhadja	6040	1,5
logements Baba Ali (1836 logts)	0	1,5
Baba Ali	8488	1,5
Ouled Belhadj	14000	1,5
Chaibia	11 000	1,5
Logements Chaibia (3216 logts)	0	1,5
khraicia	6444	2,5
Sidi Slimane Haut	23997	2,5
Total	126 027	

Source : (SEAAL)

La répartition des habitants par localités de notre zone d'étude est représentée sur la figure I.3.

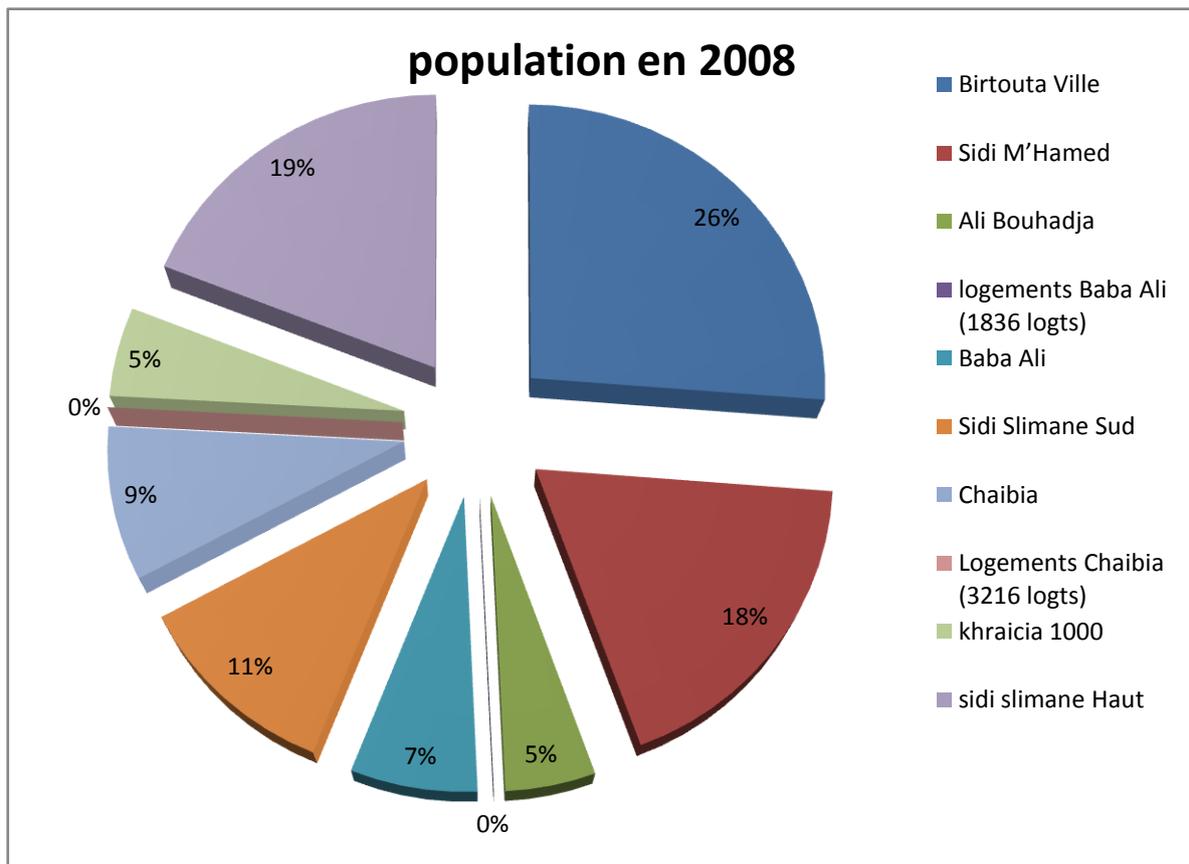


Figure I.2 : Répartition des habitants par localité

D'après la situation de notre zone d'étude nous avons partagé ce dernier par des zones de distribution qui sont :

- Zone de distribution Birtouta contient les localités suivantes : (Birtouta ville, Sidi M'Hamed, Ali Bouhadja, Chaibia, logements de Chaibia).
- Zone de distribution Sidi Slimane bas contient les localités suivantes : (Baba Ali, logements de Baba Ali, Ouled Belhaj).
- Zone de distribution Sidi Slimane Haut contient la zone Haut de la commune Saoula.
- Zone de distribution Khraicia contient une partie de la commune de Khraicia.

Des constructions de nombreux logements destinés à la tranche la plus nécessiteuse de la population ont été lancées par les autorités. Plus de 5 000 logements sont distribués en 2012.

La mise à disposition de ces logements va générer un fort accroissement de la population dans notre zone d'étude.

Pour le calcul de la population on a estimé que chaque logement comportera cinq personnes.

I.6. Situation hydraulique

La zone à desservir a besoin d'une quantité importante en eau, à cet effet l'ANBT (Agence Nationale des Barrages et Transfert) a lancé un projet pour l'alimenter, et cela à partir du barrage Keddara, Il sera la source qui pourra combler les déficits des localités concernées.

Le barrage de Keddara est d'une capacité de 145 hm³, il mobilise, en plus de ses apports propres, les eaux dérivées du barrage du Hamiz ainsi que celles transférées à partir du barrage de Beni Amrane (barrage de dérivation sur l'oued Isser). Il est destiné à l'alimentation en eau potable de l'agglomération algéroise. Le barrage a été mis en service en 1987.

Actuellement, les localités de Birtouta, Saoula et khraicia sont alimentées à partir des forages et puits c'est-à-dire la surexploitation souterraine à l'aide des réservoirs, des châteaux d'eau et des citernes.

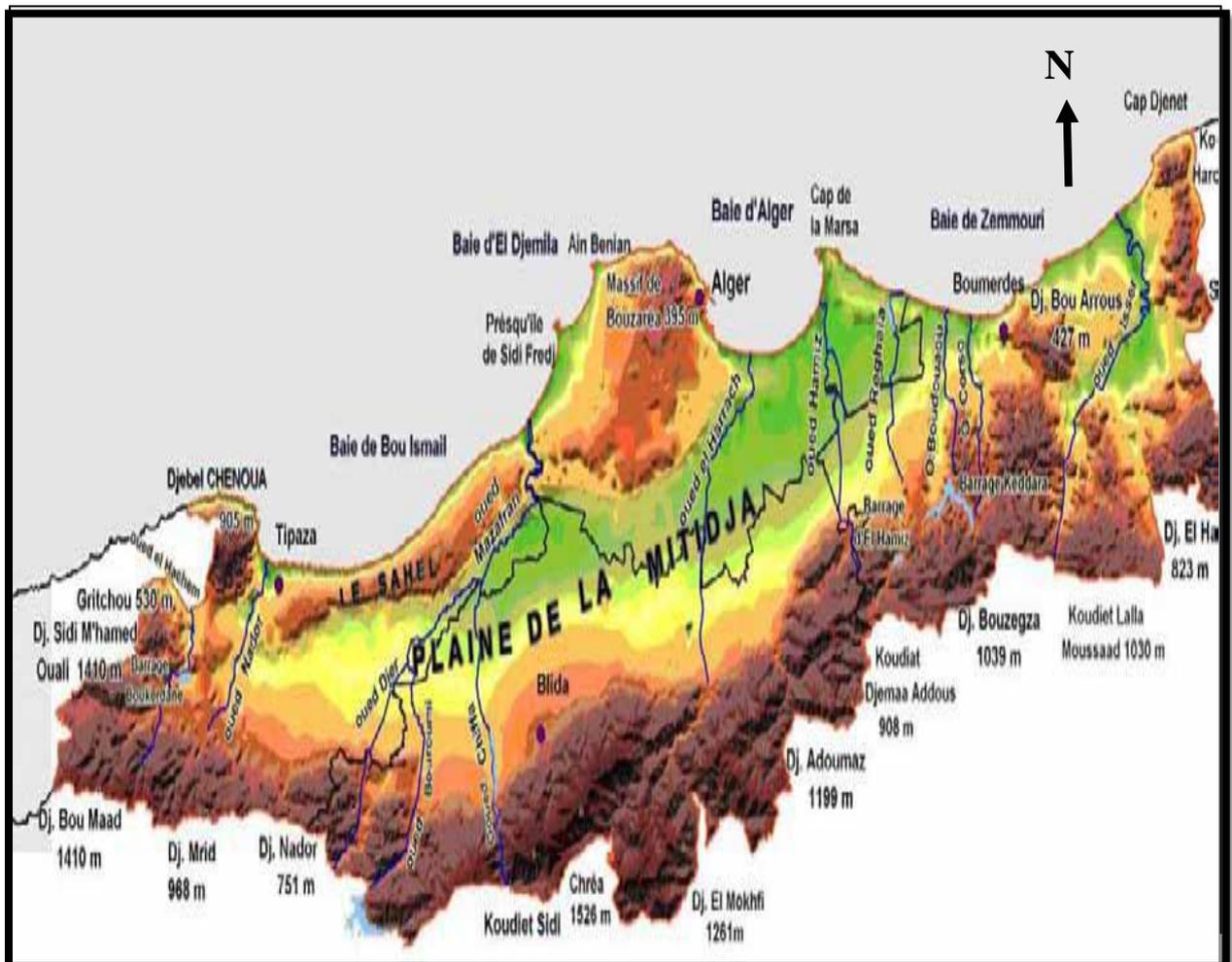


Figure 3: Carte des sources hydraulique à la plaine de la Mitidja Source (Wikipédia)

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de présenter la région d'étude, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable.

La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier.

Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte.

Introduction

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

Pour le calcul des besoins des équipements sanitaires et des besoins de service nous calculons sous le nom diffuse cette dernière correspond à 30% de la consommation domestique. [Source SEAAL]

On a trois types de consommation :

- Consommation domestique.
- Consommation diffuse.
- Gros Consommation.

II.1. Evolution de la population

Le nombre d'habitant varie d'une localité à l'autre selon l'importance de chacune d'elles. D'après les données présentées dans le chapitre précédent, le calcul des besoins en eau d'après la société des eaux et de l'assainissement de la wilaya d'Alger (SEAAL).

Le nombre d'habitants à l'année de recensement est estimé à 126 027 habitants.

Les zones de distribution sont au nombre de quatre, Le nombre d'habitants varie d'un Zone à l'autre selon l'importance de chacun d'eux.

Le nombre d'habitants à l'année de recensement est estimé comme suit :

- ☞ Zone Birtouta : 73 098 habitants
- ☞ Zone Sidi Slimane bas : 22 488 habitants
- ☞ Zone Khraicia : 6444 habitants
- ☞ Zone Sidi Slimane Haut : 23 997 habitants

Le nombre de population par Zone de distribution à différents horizons est calculé par rapport à celle de l'année 2008 en appliquant la loi des intérêts composés:

$$P_x = P_0 * (1 + \alpha)^n$$

P_x : population à l'horizon de calcul ;

P_0 : population à l'année de recensement 2008 ;

α : taux d'accroissement démographique ;

n : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans les tableaux suivants.

Tableau II.1: Evolution de la population à horizons 2040

Zone de distribution	Localités	population (Hab)			
		2012	2015	2025	2040
Birtouta	Birtouta Ville	34 546	36 653	42 517	53 147
	Sidi M'Hamed	24 035	25 501	29 581	36 977
	Ali Bouhadja	6 312	6 697	7 768	9 710
	Chaibia	11 495	12 196	14 148	17 684
	Logements Chaibia (3216 logts)	16 080	17 061	19 791	24 738
Total de la Zone Birtouta		92 467	98 108	113 805	142 256
Sidi Slimane bas	logements Baba Ali (1836 logts)	9180	9 740	11 298	14 123
	Baba Ali	8870	9 411	10 917	13 646
	Ouled Belhadj	14630	15 522	18 006	22 508
Total de la Zone Sidi Slimane bas		32 680	34 673	40 221	50 276
Zone Khraicia		6 940	7 662	9 807	14 221
Zone Sidi Slimane Haut		25 845	28 533	36 522	52 957
Total		157 932	168 976	200 355	259 710

Al'horizon 2040, le nombre d'habitants des localités concernées par le projet sera de **259 710 habitants.**

La répartition des habitants par zone de distribution dans la figure II.1.

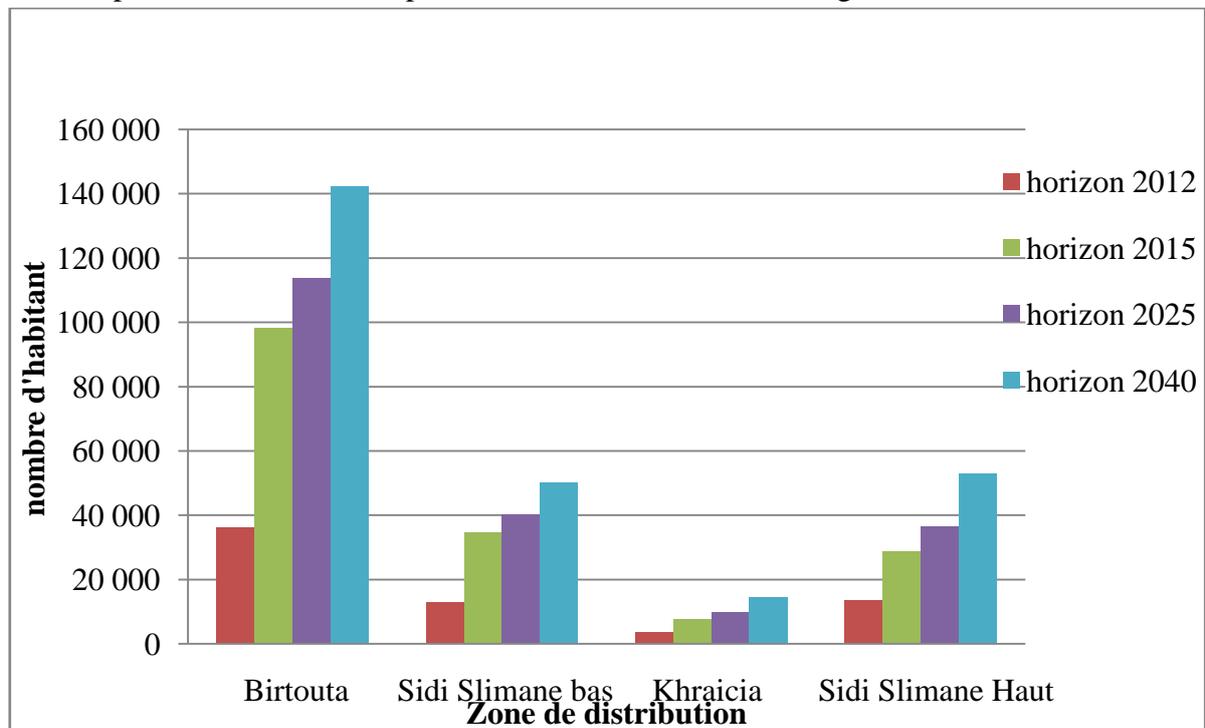


Figure II.1 : Evolution de la population à l'horizon 2040

II.2. Evolution des besoins en eau potable

II.2.1. Généralités

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

➤ **Besoins domestique:**

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

➤ **Besoins publics:**

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc

➤ **Besoins industriels et agricoles**

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau important. Pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

➤ **Besoins scolaires :**

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

➤ **Besoins sanitaires :**

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

➤ **Besoins d'incendie :**

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

II.2.2. Evaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière varie selon le type d'agglomérations on a la dotation pour les petites agglomérations (zone rural) varie de **60 à 100 l/j/hab** et pour les grandes agglomérations (zone urbaine) varie de **100 à 200 l/j/hab**.

Vu le caractère rural de la zone à alimenter, nous avons adoptée une dotation de **150 l/j/hab**.

L'estimation des besoins en eau potable donnée englobe les besoins domestiques ainsi que tous les autres types de consommations.

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

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

Avec :

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

N: nombre d'habitants

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

Les besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés pour chaque zone dans le tableau II.2.

Tableau II.2: Répartition par zone de distribution les besoins moyens journaliers à différents horizons

Zone de distribution	Localités	population (hab)	dotation	Qmoy.j
		2040	(l/j/hab)	(m ³ /j)
Birtouta	Birtouta Ville	53 147	150	7 972,00
	Sidi M'Hamed	36 977	150	5 546,50
	Ali Bouhadja	9 710	150	1 456,56
	Chaibia	17 684	150	2 652,67
	Logements Chaibia (3216 logts)	24 738	150	3 710,74
Total de la Zone Birtouta		142 256	150	21 338,47
Sidi Slimane bas	logements Baba Ali (1836 logts)	14 123	150	2 118,45
	Baba Ali	13 646	150	2 046,90
	Ouled Belhadj	22 508	150	3 376,13
Total de la Zone Sidi Slimane bas		50 276	150	7 541,47
Zone Khraicia		14 221	150	2 133,09
Zone Sidi Slimane Haut		52 957	150	7 943,48
Total		259 710		38 956,52

A l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers domestiques de l'ensemble des étages de distribution concernées sont estimés à **38 956,52 m³/j.** sans tenir compte les consommations diffuses et Gros consommateurs.

II.2.3. Estimation de la consommation moyenne journalière totale

En plus les besoins domestique nous tenons compte les besoin diffuses et Gros consommateurs.

Cette dernière représente toutes les autres catégories des besoins, elle correspond de 20 à 30% de la consommation domestique.

Nous avons préféré cette méthode à cause de la densité de notre zone d'étude, on prend 30% de la consommation moyenne journalier domestique.

Les besoins moyens journaliers à l'horizon **2040** sont donnés pour chaque zone de distribution dans le tableau suivant.

Tableau II.3: Débits moyens journaliers totaux.

Zone de distribution	Localités	consommation domestique	consommation diffuse	Gros consommation	Qmoy,j Total
		(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /j)
Birtouta	Birtouta Ville	7 972,00	2 391,60	646	11 009,61
	Sidi M'Hamed	5 546,50	1 663,95	0	7 210,45
	Ali Bouhadja	1 456,56	436,97	0	1 893,53
	Chaibia	2 652,67	795,80	0	3 448,47
	Logements Chaibia (3216 logts)	3 710,74	1 113,22	0	4 823,96
Total de la Zone Birtouta		21 338,47	6 401,54	0	27 740,01
Sidi Slimane bas	logements Baba Ali (1836 logts)	2 118,45	635,53	0	2 753,98
	Baba Ali	2 046,90	614,07	0	2 660,97
	Ouled Belhadj	3 376,13	1 012,84	0	4 388,97
Total de la Zone Sidi Slimane bas		7 541,47	2 262,44	0	9 803,91
Zone Khraicia		2 133,09	639,93	0	2 773,02
Zone Sidi Slimane Haut		7 943,48	2 383,04	0	10 326,53
Total		38 956,52	11 686,96	646	50 643,48

Donc à l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers totaux de la zone d'étude sont estimés à **50 643,48 m³/j**.

La répartition des besoins moyens journaliers pour différents zones de distribution, est donnée en pourcentage du besoin total, dans la figure II.2.

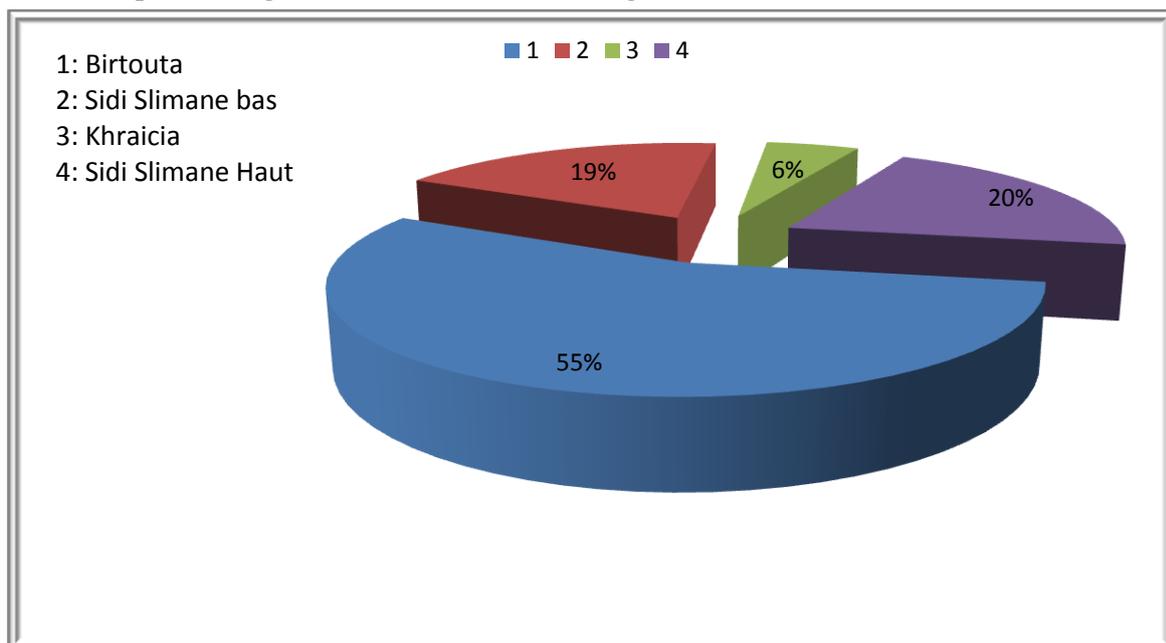


Figure II.2 : Répartition des besoins en eau par chaque zone de distribution

II.2.4. Variation de la consommation

a) Variation de la consommation journalière

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

➤ Consommation minimale journalière

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

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j}$$

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

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, ce coefficient représente le rapport Entre la consommation minimale et la consommation moyenne journalières :

$$K_{\min,j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} ; \quad K_{\min,j} = (0,7-0,9).$$

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

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

Tableau II.4 : Consommations minimale journalière pour chaque zone

Zone de distribution	Localités	$Q_{\text{moy},j}$	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$
		(m^3/j)		(m^3/j)
Birtouta	Birtouta Ville	11 009,61	0,9	9 908,64
	Sidi M'Hamed	7 210,45	0,9	6 489,40
	Ali Bouhadja	1 893,53	0,9	1 704,17
	Chaibia	3 448,47	0,9	3 103,63
	Logements Chaibia (3216 logts)	4 823,96	0,9	4 341,57
Total de la Zone Birtouta		27 740,01	0,9	24 966,01
Sidi Slimane bas	logements Baba Ali (1836 logts)	2 753,98	0,9	2 478,58
	Baba Ali	2 660,97	0,9	2 394,87
	Ouled Belhadj	4 388,97	0,9	3 950,07
Total de la Zone Sidi Slimane bas		9 803,91	0,9	8 823,52
Zone Khraicia		2 773,02	0,9	2 495,72
Zone Sidi Slimane Haut		10 326,53	0,9	9 293,87
Total		50 643,48		45 579,13

➤ **Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)**

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépasser la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{max,j}$.

Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j}$$

Avec :

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

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

$$K_{max,j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} ; \quad K_{max,j} = (1,1-1,3).$$

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

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

Tableau II.5 : Consommations maximale journalière pour chaque zone

Zone de distribution	Localités	Qmoy,j	Kmax,j	Qmax,j
		(m ³ /j)		(m ³ /j)
Birtouta	Birtouta Ville	11 009,61	1,3	14 312,49
	Sidi M'Hamed	7 210,45	1,3	9 373,58
	Ali Bouhadja	1 893,53	1,3	2 461,58
	Chaibia	3 448,47	1,3	4 483,02
	Logements Chaibia (3216 logts)	4 823,96	1,3	6 271,15
Total de la Zone Birtouta		27 740,01	1,3	36 062,02
Sidi Slimane bas	Logements Baba Ali (1836 logts)	2 753,98	1,3	3 580,17
	Baba Ali	2 660,97	1,3	3 459,26
	Ouled Belhadj	4 388,97	1,3	5 705,66
Total de la Zone Sidi Slimane bas		9 803,91	1,3	12 745,09
Zone Khraicia		2 773,02	1,3	3 604,93
Zone Sidi Slimane Haut		10 326,53	1,3	13 424,49
Total		50 643,48		65 836,52

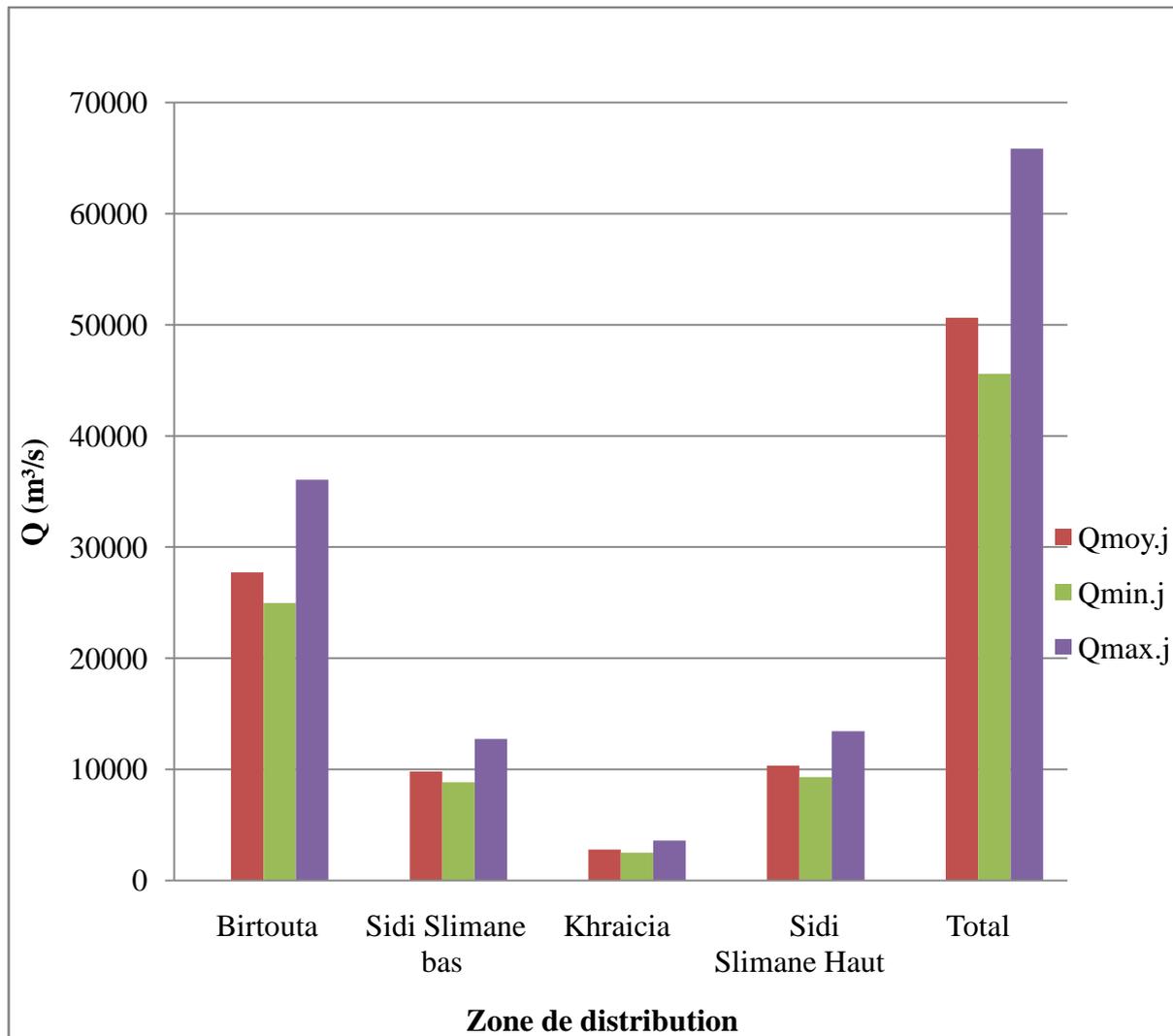


Figure II.3: Diagramme de consommations journalières à l'horizon 2040.

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau, garantit la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable en fonction du débit maximum journalier calculé : $Q_{\max,j} = 65\,836,52 \text{ m}^3/\text{j}$.

b) Variation de la consommation horaire

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale horaire.

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

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

➤ **Consommation maximale horaire**

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

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

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

On peut donc écrire :
$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max}$$

Tableau II.6: Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant

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

Pour notre cas on prend : $\alpha_{max} = 1,3$

➤ **Consommation minimale horaire**

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

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

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

On peut donc écrire :
$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min}$$

Tableau II.7: Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant

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

Pour notre cas on prend : $\alpha_{min} = 0,5$

Tableau II.8: les coefficients $K_{max,h}$ et $K_{min,h}$ en fonction du nombre d'habitants:

Zone de distribution	Nombre d'habitants 2040	α_{max}	β_{max}	$K_{max,h}$	α_{min}	β_{min}	$K_{min,h}$
Birtouta	142 256	1,3	1,15	1,495	0,5	0,61	0,305
Sidi Slimane bas	50 276	1,3	1,44	1,872	0,5	0,23	0,115
Sidi Slimane Haut	52 957	1,3	1,22	1,586	0,5	0,49	0,245
Khraicia	14 221	1,3	1,19	1,547	0,5	0,52	0,26

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération se basant sur le tableau II.9.

Tableau II.9: Répartition horaire du débit maximum journalier

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

Source: (polycop d'AEP de Salah Boualem)

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend quatre zones de distribution, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles. A l'horizon 2040 :

- La zone Birtouta dont le nombre d'habitant est plus de 100000 correspond à la quatrième colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.

Tableau II.10: Variation du débit horaire pour la zone de distribution Birtouta

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{max,j}=36\ 062,02\ m^3/j$			
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,35	1208,08	3,35	1208,08
1-2	3,25	1172,02	6,6	2380,09
2-3	3,3	1190,05	9,9	3570,14
3-4	3,2	1153,98	13,1	4724,12
4-5	3,25	1172,02	16,35	5896,14
5-6	3,4	1226,11	19,75	7122,25
6-7	3,85	1388,39	23,6	8510,64
7-8	4,45	1604,76	28,05	10115,40
8-9	5,2	1875,23	33,25	11990,62
9-10	5,5	1983,41	38,75	13974,03
10-11	4,85	1749,01	43,6	15723,04
11-12	4,6	1658,85	48,2	17381,89
12-13	4,6	1658,85	52,8	19040,75
13-14	4,55	1640,82	57,35	20681,57
14-15	4,75	1712,95	62,1	22394,51
15-16	4,7	1694,91	66,8	24089,43
16-17	4,65	1676,88	71,45	25766,31
17-18	4,35	1568,70	75,8	27335,01
18-19	4,4	1586,73	80,2	28921,74
19-20	4,3	1550,67	84,5	30472,41
20-21	4,3	1550,67	88,8	32023,07
21-22	3,75	1352,33	92,55	33375,40
22-23	3,75	1352,33	96,3	34727,73
23-24	3,7	1334,29	100	36062,02

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la zone de distribution Birtouta est de **1 983,41 m^3/h** et survient entre 9h et 10h.

- La zone Sidi Slimane bas dont le nombre d'habitant compris entre 50001 à 100000 correspondent à la troisième colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.

Tableau II.11: Variation du débit horaire pour la zone de distribution Sidi Slimane bas

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{max,j}=12\ 745,09\ m^3/j$			
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,00	382,35	3	382,35
1-2	3,20	407,84	6,2	790,20
2-3	2,50	318,63	8,7	1108,82
3-4	2,60	331,37	11,3	1440,20
4-5	4,50	573,53	15,8	2013,72
5-6	4,10	522,55	19,9	2536,27
6-7	4,50	573,53	24,4	3109,80
7-8	4,90	624,51	29,3	3734,31
8-9	4,90	624,51	34,2	4358,82
9-10	4,60	586,27	38,8	4945,09
10-11	4,80	611,76	43,6	5556,86
11-12	4,70	599,02	48,30	6155,88
12-13	4,40	560,78	52,70	6716,66
13-14	4,10	522,55	56,80	7239,21
14-15	4,20	535,29	61,00	7774,50
15-16	4,40	560,78	65,40	8335,29
16-17	4,30	548,04	69,70	8883,33
17-18	4,10	522,55	73,80	9405,88
18-19	4,50	573,53	78,30	9979,41
19-20	4,50	573,53	82,80	10552,93
20-21	4,50	573,53	87,30	11126,46
21-22	4,80	611,76	92,10	11738,23
22-23	4,60	586,27	96,70	12324,50
23-24	3,30	420,59	100,00	12745,09

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la zone de distribution **Sidi Slimane bas** est de **624,51 m^3/h** et survient entre 7h et 9h

- La zone Sidi Slimane Haut dont le nombre d'habitant compris entre 50001 à 100000 correspondent à la troisième colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.

Tableau II.12: Variation du débit horaire pour la zone de distribution Sidi Slimane Haut

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{max, j} = 13\ 424,49\ m^3/j$			
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,00	402,73	3	402,73
1-2	3,20	429,58	6,2	832,32
2-3	2,50	335,61	8,7	1167,93
3-4	2,60	349,04	11,3	1516,97
4-5	4,50	604,10	15,8	2121,07
5-6	4,10	550,40	19,9	2671,47
6-7	4,50	604,10	24,4	3275,58
7-8	4,90	657,80	29,3	3933,38
8-9	4,90	657,80	34,2	4591,18
9-10	4,60	617,53	38,8	5208,70
10-11	4,80	644,38	43,6	5853,08
11-12	4,70	630,95	48,30	6484,03
12-13	4,40	590,68	52,70	7074,71
13-14	4,10	550,40	56,80	7625,11
14-15	4,20	563,83	61,00	8188,94
15-16	4,40	590,68	65,40	8779,62
16-17	4,30	577,25	69,70	9356,87
17-18	4,10	550,40	73,80	9907,27
18-19	4,50	604,10	78,30	10511,38
19-20	4,50	604,10	82,80	11115,48
20-21	4,50	604,10	87,30	11719,58
21-22	4,80	644,38	92,10	12363,96
22-23	4,60	617,53	96,70	12981,48
23-24	3,30	443,01	100,00	13424,49

Le débit de pointe $Q_{max, h}$ pour la zone de distribution **Sidi Slimane Haut** est de **657,80m³/h** et survient entre 7h et 8h

- La zone Khraicia dont le nombre d'habitant est compris entre 10001 à 50000 correspond à la deuxième colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.

Tableau II.13: Variation du débit horaire pour la zone de distribution khraicia

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{\max, j}=3\ 604,94\ m^3/j$			
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,50	54,07	1,5	54,07
1-2	1,50	54,07	3	108,15
2-3	1,50	54,07	4,5	162,22
3-4	1,50	54,07	6	216,30
4-5	2,50	90,12	8,5	306,42
5-6	3,50	126,17	12	432,59
6-7	4,50	162,22	16,5	594,81
7-8	5,50	198,27	22	793,08
8-9	6,25	225,31	28,25	1018,39
9-10	6,25	225,31	34,5	1243,70
10-11	6,25	225,31	40,75	1469,01
11-12	6,25	225,31	47,00	1694,32
12-13	5,00	180,25	52,00	1874,56
13-14	5,00	180,25	57,00	2054,81
14-15	5,50	198,27	62,50	2253,08
15-16	6,00	216,30	68,50	2469,38
16-17	6,00	216,30	74,50	2685,67
17-18	5,50	198,27	80,00	2883,94
18-19	5,00	180,25	85,00	3064,19
19-20	4,50	162,22	89,50	3226,41
20-21	4,00	144,20	93,50	3370,61
21-22	3,00	108,15	96,50	3478,76
22-23	2,00	72,10	98,50	3550,86
23-24	1,50	54,07	100,00	3604,93

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la zone de **Khraicia** est de **225,31 m^3/h** et survient entre 8h et 12h

Conclusion

La mise en évidence des besoins en eau potable de chaque 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.

Introduction

La zone sud de la wilaya d'Alger, objet de la présente étude, connaît un développement urbain des plus importants de la wilaya d'Alger, due essentiellement aux importants programmes de logements lancés dans la zone (plus de 5000 logements) et dans la livraison est prévu pour 2012.

III.1. Description de la structure hydraulique actuelle (2012)

L'absence de documents graphiques de récolement n'a pas permis d'obtenir toutes les caractéristiques des ouvrages. La structure de distribution actuelle s'articule autour des ouvrages suivants :

III.1.1. Zone hydraulique de Birtouta

Cette zone appartient à la zone de distribution d'Alger Sud. Birtouta occupe la zone Bas dans notre zone d'étude.

Birtouta ville est mis en pression par un réservoir de 1000 m³ (CR 95 mNGA, CTP 99 mNGA) alimenté par le forage F5, situé au Sud de la ville, d'une capacité moyenne de 1 158 m³/j. Le réservoir alimente par une conduite principale DN300F la ville de Birtouta.

Un autre réservoir de 1 000 m³ (CR 95 mNGA, CTP 99 mNGA), situé à coté du précédent, vient d'être réalisé. Il n'est pas encore mis en service.

La localité Haouch Meriouss est mis en pression par un réservoir d'un volume de 200 m³ (CR 55 mNGA, CTP 59 mNGA) alimenté par le forage Meriouss d'une capacité moyenne de 2 070 m³/j. Il dessert la localité de Haouch Meriouss située à l'ouest de la ville de Birtouta, par une conduite en DN150.

La localité Haouch El Roussi fonctionnant en refoulement-distribution depuis le forage F8 d'une capacité moyenne de 416 m³/j situé à proximité de la localité de Haouch El Roussi (Nord-est de la ville de Birtouta) dessert cette localité par deux conduites en DN80PVC et DN50AG.

Ali Bouhadja est une petite localité de Birtouta située dans la zone Sud-est. Le château d'eau d'Ali Bouhadja d'un volume de 500 m³ (CR 62 mNGA, CTP 66mNGA) est alimenté par le forage d'Ali Bouhadja d'une capacité moyenne de 432 m³/j et par un piquage en DN200 PEHD sur la liaison SPIK-MAZAFRAN. Le réseau d'Ali Bouhadja se compose d'une grande maille en DN200AMC alimentée par une conduite DN200AMC issue du château d'eau.

Baba Ali Douar fait partie de la commune de Birtouta, il se situe à l'Est de la ville. Le château d'eau de Baba Ali Douar d'un volume de 500 m³ (CR 37 mNGA, CTP 41 mNGA) est alimenté par une conduite DN100F issue de la 42'' (Mazafran). Il dessert la localité à l'aide d'une conduite en DN150AMC.

Le petit secteur de Baba Ali Zouine est alimenté par une citerne d'un volume égale à 20 m³ (CR 39 mNGA, CTP 41 mNGA) elle même alimentée par le forage Baba Ali Zouine d'une capacité moyenne de 730 m³/j. Elle dessert un réseau ramifié en quatre branches principales de diamètre DN150F, DN80F, DN60F. Ce réseau est isolé du réseau de Saoula Ouest par une vanne fermée.

Sidi M'Hamed est une petite localité de Birtouta située au Sud ouest de la ville. Le château d'eau de Sidi M'Hamed d'une capacité de 500 m³ (CR 54 mNGA, CTP 60 mNGA) est alimenté par le forage de Sidi M'Hamed d'une capacité moyenne de 1 000 m³/j. Il dessert la localité du centre Sidi M'Hamed ainsi que la localité du domaine Si Lakhdar (au nord de Sidi M'Hamed) par une conduite en DN250AMC.

Le secteur de Chaibia est alimenté par une citerne d'un volume de 20 m³ (CR 47 mNGA, CTP 49 mNGA) elle-même alimentée par le forage Chaibia d'une capacité moyenne de 288 m³/j. Elle dessert la localité de Chaibia par une conduite en DN80F.

Un réservoir au sol d'un volume de 300 m³ (CR 72 mNGA, CTP 76 mNGA) est actuellement hors service, il est situé au centre de Birtouta.

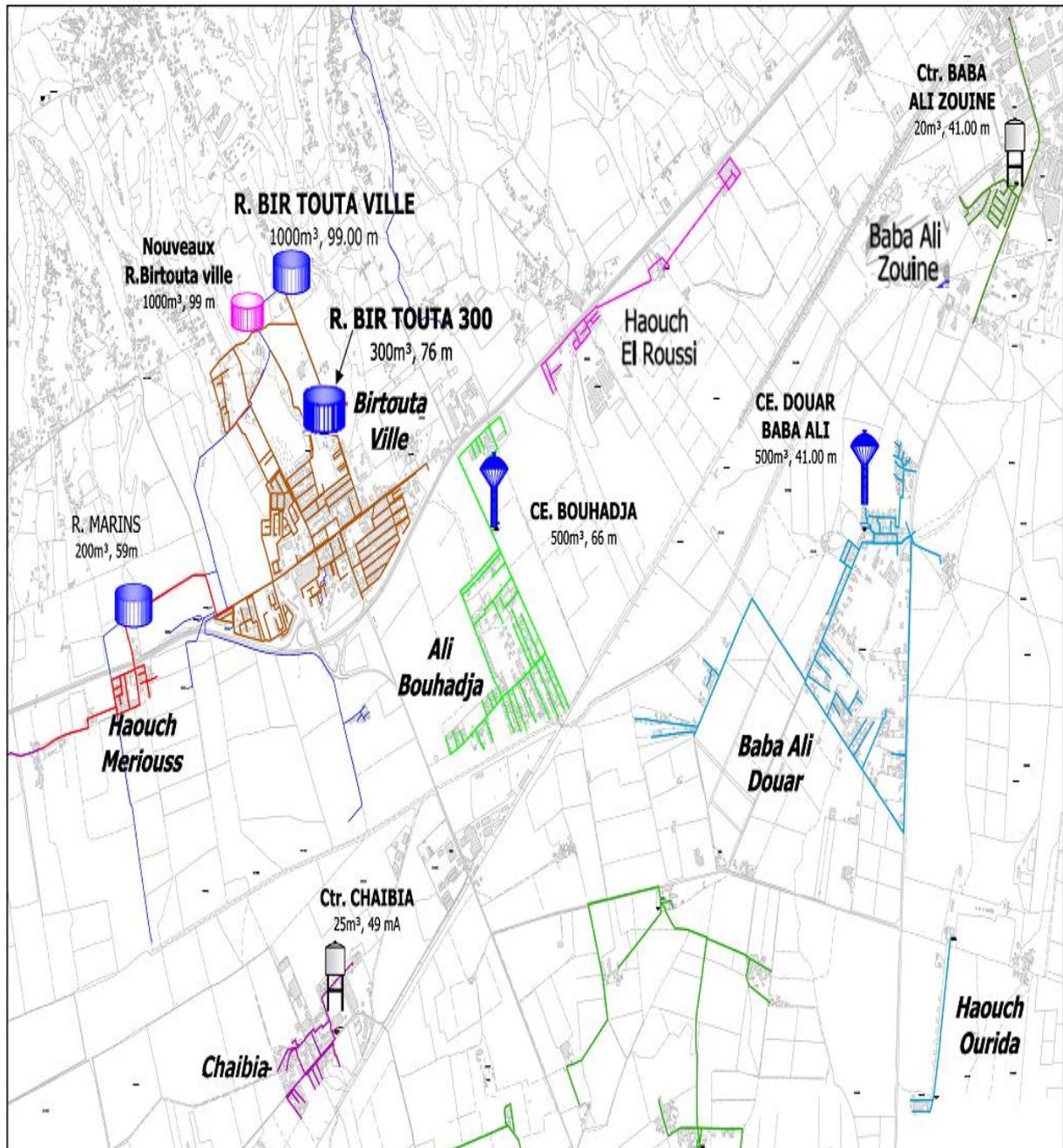


Figure III.1 : Plan de La zone de Birtouta – Situation actuelle (2012)

III.1.2. Zone hydrauliques de Sidi Slimane

Cette zone ce situé dans la zone de distribution de la chaine des hauteurs.
 Cette figure représentée la parie haut de notre zone d'étude

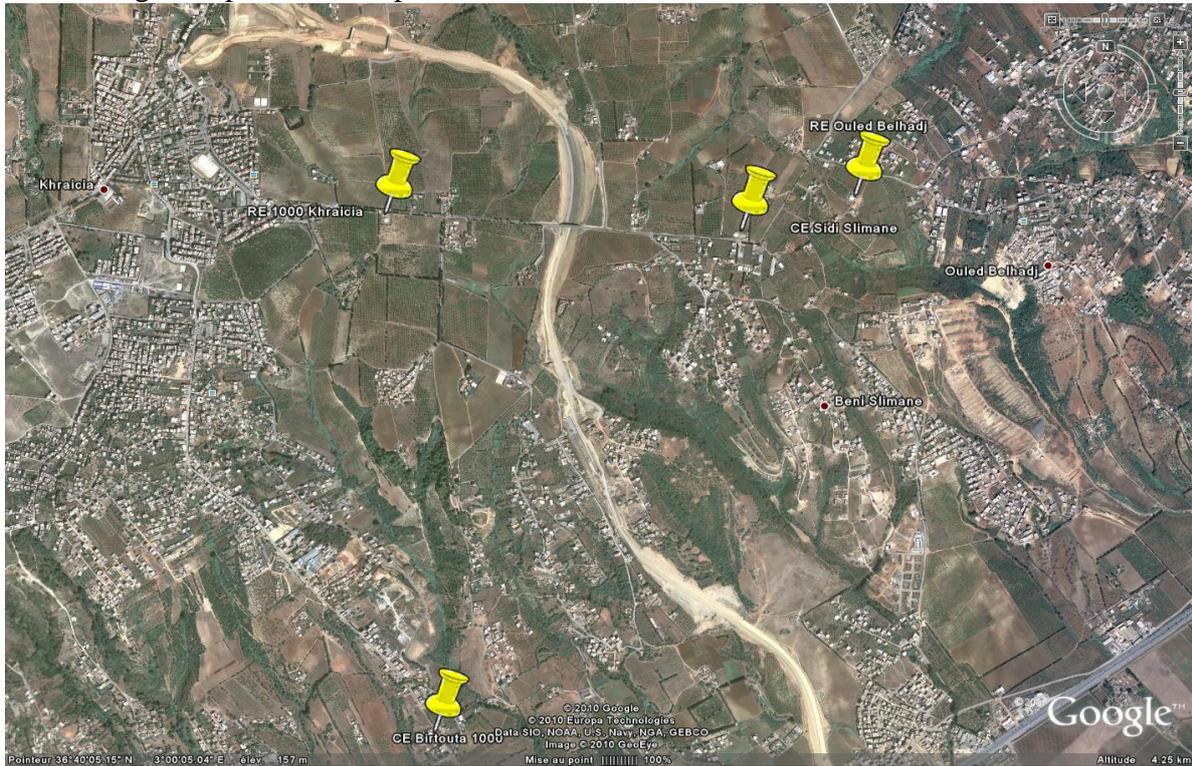


Figure III.2 : Image Google Earth de la partie haut de notre zone d'étude

La zone de distribution Sidi Slimane est mis en charge par le réservoir Sidi Slimane dont les caractéristiques sont les suivantes : $V= 1\ 500\ m^3$, $CR= 219\ mNGA$, $CTP = 223\ mNGA$. L'alimentation de ce réservoir se fait d' une part par des forages locaux de Khraciia d'un débit de $60\ m^3/h$ et d' autre part à partir du réservoir d'Ouled Belhadj via une conduite en refoulement DN 200.

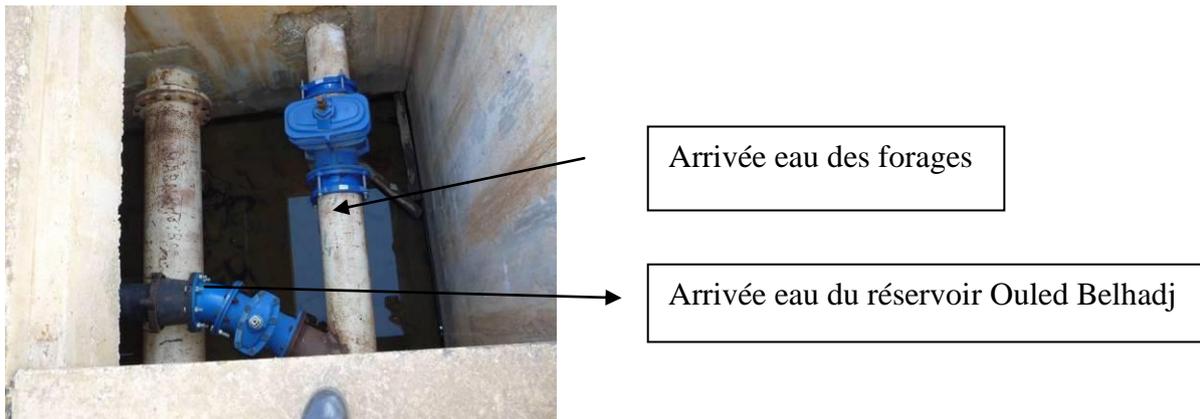


Figure III.3 : Photo de la chambre des vannes de SIDI SLIMANE

Le réservoir Ouled Belhadj de volume $V=1500 \text{ m}^3$, $CR=201\text{mNGA}$ et $CTP = 205,50 \text{ mNGA}$. Son alimentation se fait par les forages de Saoula de capacité $180 \text{ m}^3/\text{h}$. Cet étage alimente gravitairement les zones du centre et du Sud de la commune de Saoula (localités de Ouled Belhadj et Meridja).

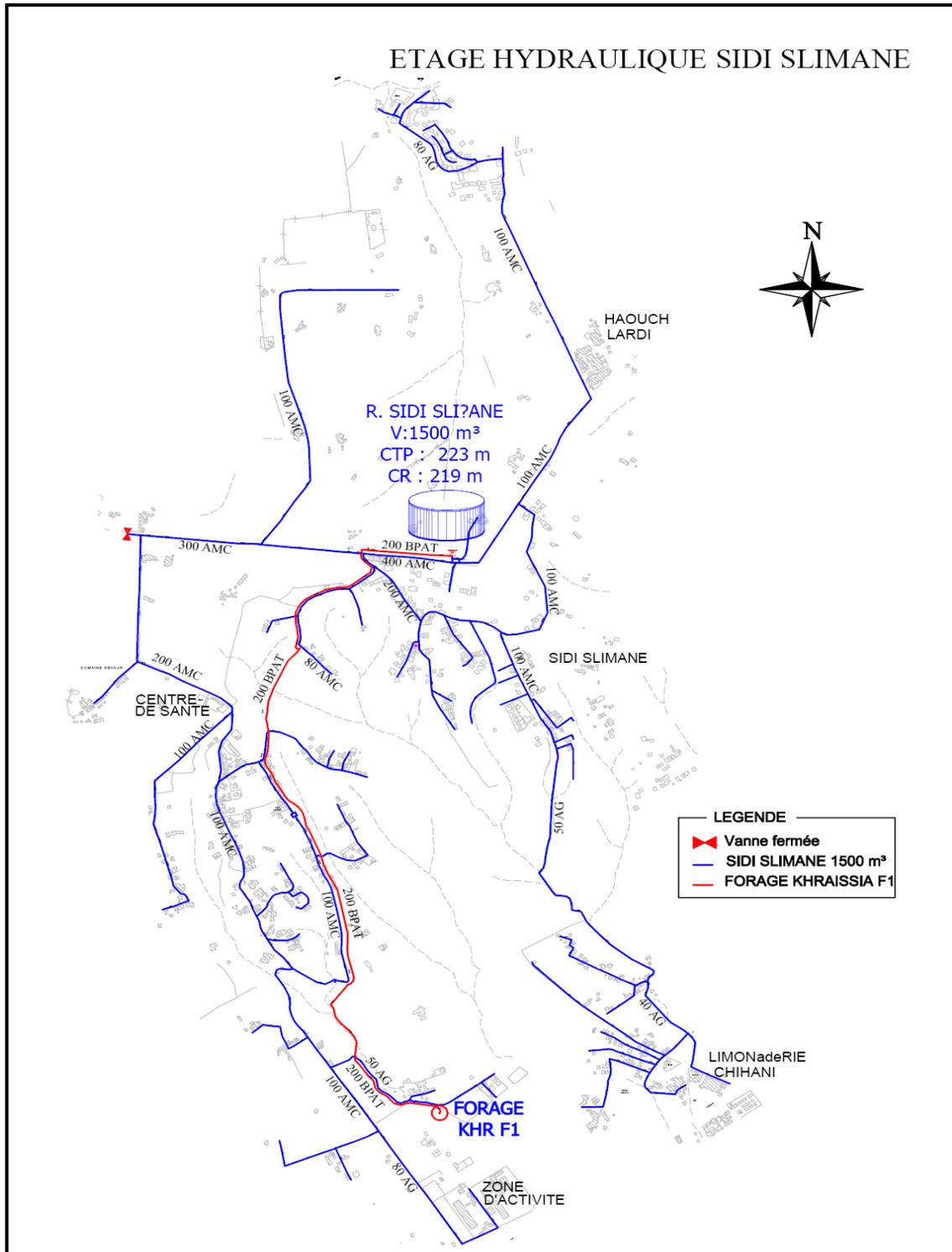


Figure III.4: ZONE hydraulique de Sidi Slimane

III.2.Problématique

Le réseau de distribution en eau potable de notre zone pose beaucoup de problèmes hydrauliques à l'heure de pointe, dues aux accroissements démographiques, au mode d'exploitation du réseau et au sous dimensionnement du réseau. La problématique caractérisant la zone du projet est la suivante :

- Autonomie de stockage non satisfaisante.
- Surexploitation des eaux souterraines : Tous les systèmes d'AEP du secteur Sud utilisent les eaux souterraines. Chaque système possède un ou plusieurs forages.
- Augmentation remarquable de la population.
- Morcellement des systèmes d'AEP en nombreuses unités : le secteur Sud est caractérisé par la multitude des systèmes d'AEP. Chaque douar possède son propre système.
- La capacité de transit de la conduite oblige un renforcement.
- Le débit refoulé par les forages ne répare pas à la quantité consommée par la zone d'étude.

III.3.Objectifs de l'étude

Les principales données de l'étude d'actualisation du schéma directeur de l'AEP d'Alger visant à définir les travaux prioritaires afin d'améliorer la situation à l'horizon 2040.

La présente étude ; doit être réalisée conformément à la demande de la zone d'étude et a objectifs suivants :

- ✓ Mettre en évidence les insuffisances du réseau ou des ouvrages pour répondre à la demande actuelle et future Par :
 - une analyse de l'existant (réseau/ouvrage) ;
 - un bilan de l'adéquation des besoins-ressources-capacités de stockage ;
 - une simulation du fonctionnement du réseau.
- ✓ Définir les améliorations à apporter pour assurer la desserte quantitative et qualitative des abonnés en toute sécurité ;
- ✓ La structuration de la zone d'étude permettra de minimiser les problèmes de pression et la sécurisation.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de cerner les difficultés que vivent les localités concernées, du point de vue alimentation en eau potable et d'autres difficultés d'ordre technique pouvant survenir au cours ou après réalisation du projet dans le cas où les précautions nécessaires ne sont pas prises.

Pour parer à ces problèmes de réseaux mal structurés et sous-dimensionnés et à la demande en eau qui sera sans cesse en croissance avec la réception et l'occupation de ces nouveaux programmes de logements, le schéma directeur d'AEP de la wilaya d'Alger a proposé un programme de restructuration et de renforcement des systèmes d'AEP de la zone d'étude des plus importants et ambitieux.

Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

IV.1. Types d'adduction

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

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

IV.1.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

IV.1.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

IV.1.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (gravitaire-refoulement).

IV.2. Adduction et types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement [1] :

IV.2.1. Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

IV.2.2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

IV.3. Etude 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 de(s) station(s) de pompage.

Pour la détermination de la variante la plus économique, il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera, dans la mesure du possible, de respecter.

- Tout d'abord, il importe de rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi, de préférence, avec une pente toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Il y a lieu d'éviter, en effet les contre-pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.
- De plus en cas d'arrêt inopiné, et si les dispositions prises pour s'opposer aux effets du coup de Bélier n'ont pas été suffisantes, il peut apparaître en ces points hauts, en régime transitoire, par la suite de la dépression régnant dans la conduite une cavitation pouvant occasionner des éclatements au cours de la phase de surpression qui succède.

D'après le levé topographique une seule variante est proposée sur la quelle les stations de pompes sont implantées, le choix de l'emplacement adéquat des stations de pompage cependant se fait pour plusieurs variante.

IV.3.1. La variante Proposé

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué de trois (03) stations de pompage,

✓ La première station de pompage sera implantée à proximité du château d'eau Ali Bouhadja sise à une côte de 37,5 mNGA.

Le site du projet est situé sur un terrain agricole appartenant à l'Institut Pasteur, il est délimité au Sud-ouest par SEAAL Château d'eau Bouhadja ; au Nord par la bretelle du projet 2^{ème} Rocade Autoroute Sud Zeralda-Boudouaou et entouré par un terrain agricole appartenant à l'Institut Pasteur.

La station sera alimentée graviterment par piquage sur la conduite 42" (DN1050 AC) de la liaison SPIK-MAZAFRAN, par une conduite DN1000 en fonte ductile sur un linéaire de 1200 m.

La station de pompage aura pour objectif d'alimenter le réservoir projeté de Birtouta. Cette station est prévue pour une capacité nominale de 2 992,53 m³/h.

Une conduite d'adduction de 3 580 ml permettra le refoulement de la station de pompage Bouhadja jusqu'au réservoir projeté Birtouta.

✓ La deuxième station de pompes sera implantée au Nord du village BEN ADDECHE à BIRTOUTA, sise à une côte 152mNGA.

La station de pompage aura capacité nominale de 11488,72 m³/h. Elle sera alimentée de façon préférentielle par les deux réservoirs d'Ali Bouhadja.

Une conduite d'adduction de 4380 ml permettra le refoulement de la station de pompage Birtouta jusqu'au réservoir Sidi Slimane.

Le réseau d'adduction projeté permet de diriger l'eau de Birtouta HAUT jusqu' aux réservoirs de Sidi Slimane.



Figure IV.1 : *photo du Site d'implantation de la SP et du réservoir de Birtouta Haut*

✓ La troisième station de pompage sera implantée à proximité de réservoir de Sidi Slimane existant (1500 m^3 , CTP= 210,5 mNGA), sise à une côte 206mNGA

La station de pompage alimente le château d'eau de Sidi Slimane à partir du réservoir projeté de Sidi Slimane $1\,500 \text{ m}^3$ qui servira de bache d'aspiration. La capacité nominale de la station doit être de $610,2 \text{ m}^3/\text{h}$.

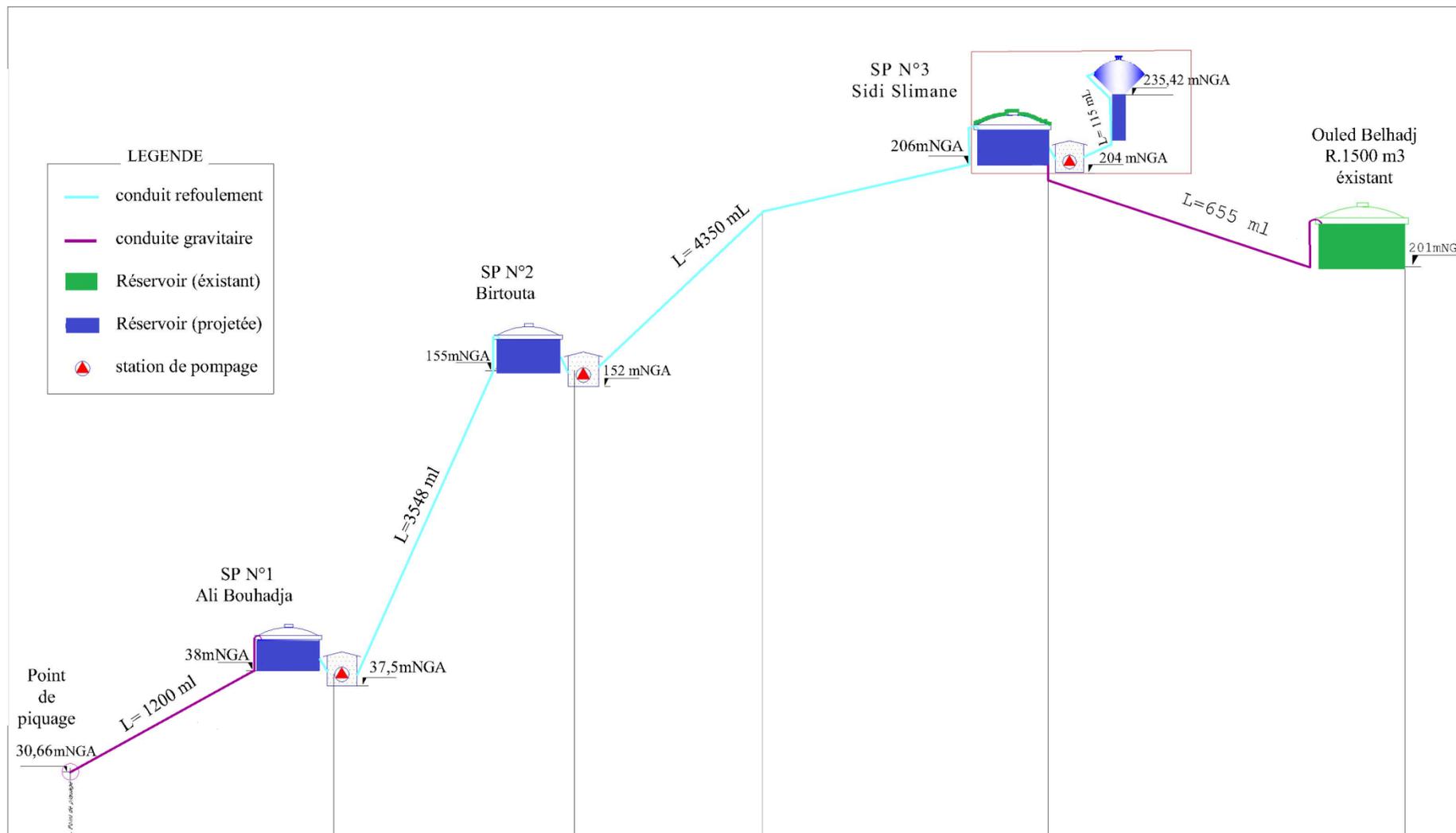
Nous proposons le positionnement dans l'angle Sud- Ouest afin de garantir une charge d'eau suffisante sur les groupes électropompes pour éviter le phénomène de cavitation.

Un réservoir surélevé est à construire sur le site de Sidi Slimane pour alimenter une zone d'influence ayant un besoin journalier de $13424,49 \text{ m}^3/\text{j}$. L'ouvrage sera alimenté par une station de pompage ($Q_p= 610,20 \text{ m}^3/\text{h}$) qui aura le réservoir projeté comme bache d'aspiration préférentielle.

Une conduite d'adduction de 115 ml permet le refoulement de la station de pompage Sidi Slimane jusqu'au château d'eau projeté à Sidi Slimane.

La sécurisation de l'alimentation vers le réseau d'Ouled Belhadj pourra être assurée, par la conduite projetée sur une longueur de 655 m , entre les réservoirs de Sidi Slimane et Ouled Belhadj.

Figure IV.2 : Schéma vertical de la variante proposé (Trois stations de pompage)



IV.4. Choix du tracé

Nous recherchons le tracé de l'adduction le plus court possible [point de piquage -réservoir d'accumulation] afin d'obtenir de longs alignements, raccordés par des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

Les principales contraintes relevées ont été :

- La voie autoroutière en cours de construction, orientée Nord – Sud.
- L'urbanisation actuelle.
- La topographie très marquée avec des talwegs profonds orientés Nord – Sud.

Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses et de tout dommage subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réalisation d'un profil en long idéal.

Les principes retenus ont été les suivants :

- Eviter un profil singulier avec des parties descendantes qui entraîneraient une variation importante de la HMT sans compter les dispositifs de protection à mettre en œuvre.
- Limiter au minimum le passage dans les terrains privés.

IV.5.Choix du matériau de conduite [4]

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les tuyaux en fonte ; les tuyaux en acier ; les tuyaux en amiante ciment ; les tuyaux en matière thermoplastique et les tuyaux en béton.

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

- Diamètre et pression de service ;
- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

-Sur le plan économique : cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

- 1- Métalliques :** fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable;
- 2- A base de ciment :** béton armé, amiante-ciment, béton précontraint;
- 3- En matière thermoplastiques :** chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

Les plus utilisés sont décrits dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.

Pression nominale selon le diamètre de la conduite (mm)	Longueur courante de la conduite	Avantages	Inconvénients
Acier			
60bars → $\varphi < 150$ 50bars → $150 < \varphi < 270$ 40bars → $275 < \varphi < 400$	6 - 16 m	-Bonne étanchéité. -Découpable et soudable. -Cintrable selon la demande. -Résistance à des pressions élevées. - Disponible sur marché. -Plus léger que la fonte ductile. - Par son élasticité s'adapte aux reliefs plus aux moins accidentés.	-Sensibilité à la corrosion externe et interne (nécessite un revêtement intérieur et extérieur par enduit au bitume par exemple). -Durée de vie courte 20 ans
Fonte ductile			
50 bars → $\varphi < 600$ 40bars → $\varphi > 600$	6m : $\varphi < 800$ 7m : $\varphi > 800$	-Résistance aux pressions élevées. -Longévité importante (50ans). -Disponibilité des pièces spéciales en fonte.	-Sensible à la surcharge. -Non disponible sur le marché. -Sensible à la corrosion. -Lourde et très onéreuse.
Chlorure de polyvinyle (P.V.C.)			
Petits diamètres PN maximale PN 20	4-6m	-5 à 8 fois plus léger que les tubes traditionnels (acier et fonte). -Faible rugosité. -Bonne résistance chimique (pas de corrosion ni entartrage). -La pose facile des conduites.	-Risque de rupture. -Utilisé le plus souvent pour des petits diamètres.
Poly Ethylène a Haute Densité (P.E.H.D.)			
PN maximale PN 25	6-12m pour des diamètres qui varient entre 160-400mm	- Faible rugosité qui se maintient au long des années. - Bonnes caractéristiques hydrauliques. - Montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats. -Répond parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites. - plus souple et moins cher - Résistance aux rayons U-violet.	Pression de service limitée.

Dans le cas présent, nous proposons que les conduites soient réalisées avec des tuyaux en fonte ductile qui présentent de bonnes garanties de fonctionnement et de pérennité. Pour l'adduction principale, étant donné que celle-ci résiste parfaitement à la corrosion et aux pressions élevées.

Valeurs caractéristiques de la fonte ductile [7]

- Résistance minimale à la traction : 420 Rm [N/mm²]
- Résistance à l'éclatement : 300 N/mm²
- Résistance à la pression au sommet: 550 N/mm²
- Résistance à la flexion longitudinale: 420 N/mm²
- Module d'élasticité: $1,7 \times 10^5$ N/mm²

IV.6. Comportement d'une adduction

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

IV.6.1. Cas de surpression

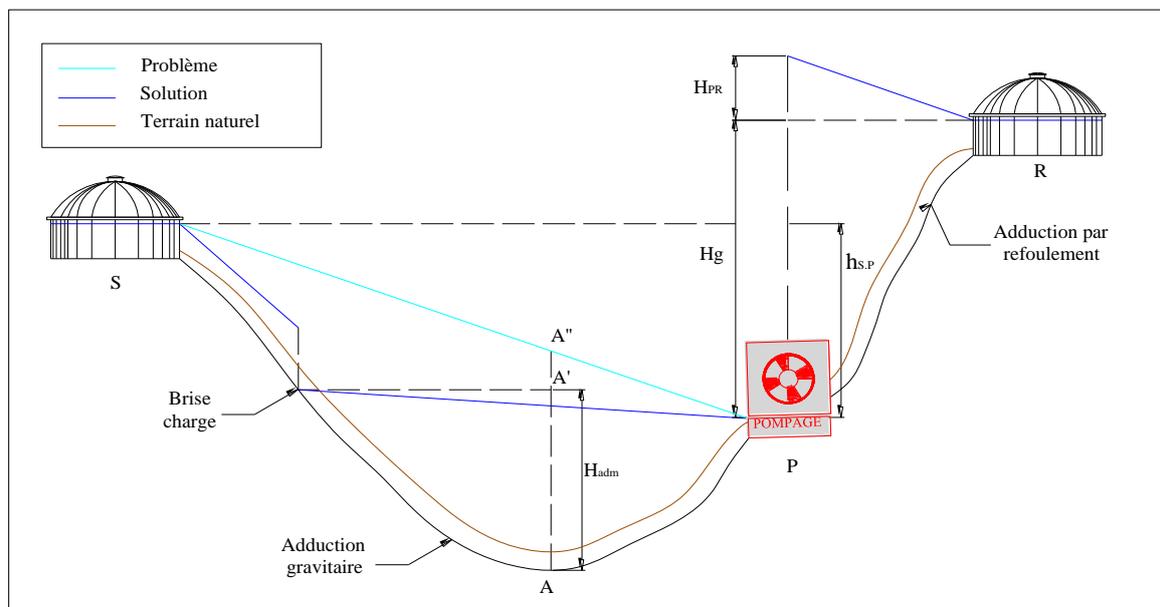


Figure IV.3.a : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite)

Au lieu du brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas.

IV.6.2. Cas de dépression

Pour remédier au problème d'écroulement (implosion de la conduite) survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut du terrain de pose de la conduite (figure IV.3.b).

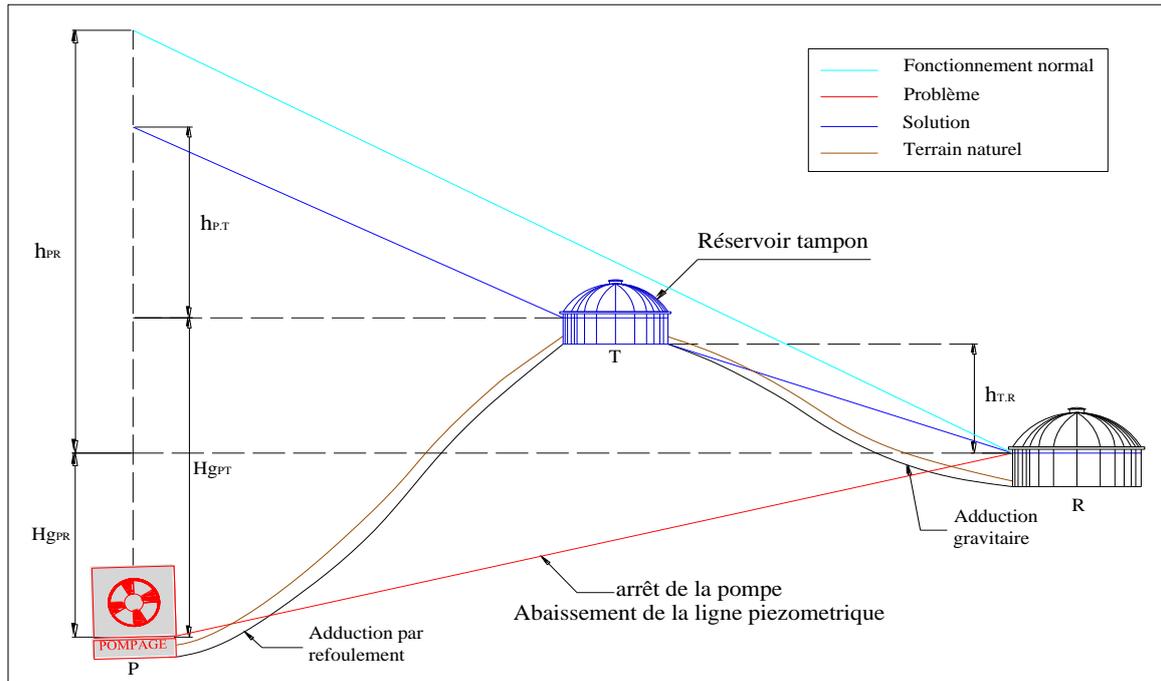


Figure IV.3.b : Problème d'écrêtement (implosion de la conduite)

IV.7. Calcul hydraulique

IV.7.1. Méthode de calcul [1]

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-Weisbach :

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ; $L_e = L_g + L_{e_s}$

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.

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau IV.2

Tableau IV.2: Coefficients K' , m et β pour différents types du tuyau :

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

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

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

b) Cas de refoulement

Il s'agit de la détermination d'un diamètre économique calculé d'une conduite de refoulement qui relie une pompe à un réservoir.

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

- Formule de Bonin : $D_{ec} = \sqrt{Q} \dots\dots\dots (IV.3)$

- Formule de Bresse : $D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots (IV.4)$

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

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

Il existe une autre formule générale donnant le diamètre économique calculé de la forme

$$D_{ec} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} * Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} * C_j^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \dots\dots\dots (IV.5)$$

Cette formule utilisée pour le cas de la conduite en refoulement de plusieurs tronçons.

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris certains exposants hydrauliques.

Remarque :

La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km).

* Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \dots\dots\dots (IV.6)$$

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.

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots (IV.7)$$

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

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

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Avec :
$$\lambda = (1,14 - 0,86 \text{Ln} \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad \text{(Formule de Nikuradzé) \dots\dots\dots(IV.9)}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log}(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad \text{(Formule Colebrook) \dots\dots\dots(IV.10)}$$

Remarque

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (IV.9).

R_e: Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad \text{\dots\dots\dots(IV.11)}$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

ν: viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad \text{\dots\dots\dots (IV.11.1)}$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: ν=0.01 Stocks =10⁻⁶ m²/s

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad \text{\dots\dots\dots(IV.11.2)}$$

- **k₀** : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.

- **α** : le coefficient de vieillissement de conduite (α = 0,04 mm/an) à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT ». α : (Annexe II) ,

-**T** : la durée d'utilisation de la conduite (t = 28ans).

Alors, **K_s** = 0,8+ 0,04 * 28 = 1,92mm.

* Puissance de pompage
$$P = \frac{g * Hmt * Q}{\eta} \quad \text{\dots\dots\dots (IV.12)}$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

η : rendement de la station de pompage (82 %).

* 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.

$$E = P * t * 365 \quad \text{\dots\dots\dots (IV.13)}$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

* Dépense annuelle de l'énergie

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

$$K = \delta * E \dots\dots\dots (IV.14)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ.(e= 5 DA/kwh).

* Amortissement annuel

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots (IV.15)$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 28 ans.

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{28} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = \mathbf{0,09} = 9\%$$

IV.7.2.Dimensionnement de l'adduction gravitaire

a) Le tronçon : point de piquage – bête Ali Bouhadja (SP1)

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la cote piézométriques au point de piquage est de 50 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 cote piézométrique à la première station de reprise projetée ;
- On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule (IV.2) ;
- On choisit la cote nous donnant un diamètre normalisé.

On a :

- la pression au point de piquage : 2 bar.
- $Q_{max,j}=65836,52m^3/j$ soit $Q= 0,762m^3/s$.

Tableau IV.3: La longueur de tronçon de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Piquage	(Bête) Ali Bouhadja	1200	1320

Tableau IV.4: Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Côte piézométrique
1	piquage	50
2	Bête	43

- **Charge disponible :**

$$\Delta H_d = C_p \text{ point depiquage} - CTP_{SP1} \dots \dots \dots (IV.16)$$

$$\Delta H_d = 50 - 43 = 7m$$

- **Calcul du diamètre:**

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

A.N :

$$D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 1320 * 0,762^2}{7}} = 0,730m$$

- **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 : $Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \dots \dots \dots (IV.17)$

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

Avec :

- Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;
- S : section de la canalisation (m²) ;
- V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- D : diamètre nominal de la conduite (m).

- **Normalisation de diamètre avantageux :**

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant:
Tableau IV.5.: Diamètre normalisé pour le tronçon de l'adduction

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	V (m/s)	L _{eq}	ΔH _t (m)	C _p (m)	C _{Tp} (m)	P (m)
1-2	762	800	1,52	1320	4,34	45,66	43	2,66

On propose un réducteur de pression aval de 2 m juste avant la rentrée du réservoir de porte de fer.

- **Principe de fonctionnement d'un régulateur de pression aval**

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

- **Les frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement du tronçon point de piquage - bêche de la SP1 figurent dans le tableau IV.6.

Tableau IV.6 : Frais d'amortissement du tronçon point de piquage - bêche de la SP1

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	amortissement (DA)
800	54297	1320	71672040	6450483.6

Conclusion

Avec un diamètre $D_N = 800\text{mm}$, la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire ($V = 1,52\text{ m/s}$) est admissible.

Ainsi que la bêche de la station de pompage N°1 doit être implantée d'une manière à ce que sa côte de trop plein soit de **43 mNGA**.

b) Le tronçon : Réservoir Sidi Slimane – Réservoir Ouled Belhadj

$$- Q_{\max,j} = 5705,66\text{m}^3/\text{j} \text{ soit } Q = 0,066\text{m}^3/\text{s}$$

Tableau IV.7: La longueur de tronçon de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	R_Sidi Slimane	R_Ouled Belhadj	655	720,5

Tableau IV.8: Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Côte de Radie
1	R1-.Sidi slimane	206
2	R2- Ouled Belhadj	201

- **Charge disponible :**

$$\Delta H_d = 206 - 205,5 = 0,5\text{m}$$

- **Calcul du diamètre:**

$$A.N \quad D_{av} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 720,5 * 0,066^2}{0,5}} = 0,426\text{m}$$

• Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 0,426 m, il est compris entre les diamètres normalisés 400mm et 450mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø450 et Ø400.

La perte de charge engendrée s'écrit : $\Delta H = K' \times Q^\beta \times \left(\frac{l_1}{D_1^m} + \frac{l_2}{D_2^m}\right)$

Mais aussi : $L = 720,5\text{m}$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (x).

Après résolution on trouve :

$$0,5 = 0,001735 * 0,066^2 \left(\frac{x}{0,45^{5,3}} + \frac{720,5 - x}{0,4^{5,3}} \right) \Rightarrow x = 442,5m$$

Donc :

Pour L=442,5m \longrightarrow D_{av}= 450mm

L=278 m \longrightarrow D_{av}= 400mm

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

Tableau IV.9: Diamètre normalisé pour le tronçon de l'adduction

N° du Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D (mm)	V (m/s)	L _{eq}	ΔH _i (m)
R1 - x	66	450	0,53	442,5	0,19
R2 - x		400	0,62	278	0,20

• **Les frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement du tronçon réservoir Sidi Slimane – réservoir Ouled Belhadj figurent dans le tableau IV.10.

Tableau IV.10: Frais d'amortissement du tronçon R. Sidi Slimane – R. Ouled Belhadj.

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	amortissement (DA)
450	26126	402,27	10509706	945873,54
400	22885	252,73	5783726	520535,34

Conclusion

Deux conduit en série avec des diamètres **D_N = 450mm** et **400mm** la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire (**V= 0,53 m/s** et **0,62**) est admissible.

IV.7.3. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

Les stations de reprises sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs de transit. Le régime de fonctionnement des stations est de 20 à 22h /24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

a) Refoulement : SP N°1 (Ali Bouhdja) - Réservoir projeté de Birtouta (SP N°2)

Débit d'exploitation de la station de pompage SP N°1 est calculé comme suit :

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

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j) ; *Q_{max,j}* = 65836,52 m³/j .

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, *t* = 22 h.

$$\text{A.N : } Q_{\text{exp,SP1}} = \frac{65836,52}{22 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp,I}} = 0,83 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

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

$$\text{A.N : } D_{ec} = \sqrt{0,83} \Rightarrow D_{ec} = 0,911 \text{ m} \text{ donc } D_{ec} = 911 \text{ mm}$$

Conclusion

Le calcul technico-économique du diamètre sera compris entre **1000 et 450 mm**

➤ Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (IV.6), (IV.7) et (IV.8), (IV.9), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau IV.11.a.

Tableau IV.11.a: Variation des Hc en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Re	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	Hc (m)
450	3548	831,26	5,23	2353178	0,0193	211,60	232,76	122	354,76
500	3548	831,26	4,24	2117860	0,0197	128,15	140,97	122	262,97
600	3548	831,26	2,94	1764883	0,0206	53,85	59,23	122	181,23
700	3548	831,26	2,16	1512757	0,0215	25,89	28,48	122	150,48
800	3548	831,26	1,65	1323662	0,0222	13,74	15,11	122	137,11
900	3548	831,26	1,31	1176589	0,0229	7,86	8,64	122	130,64
1000	3548	831,26	1,06	1058930	0,0235	4,77	5,25	122	127,25

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.11.b.

Tableau IV.11.b: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Hc (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire moyen (DA)	Consommation Annuelle E (KWh)	Frais exploitation (DA)
450	831,26	354,76	3528,02	5	28329961,64	141649808,22
500	831,26	262,97	2615,13	5	20999485,79	104997428,95
600	831,26	181,23	1802,31	5	14472549,98	72362749,92
700	831,26	150,48	1496,48	5	12016714,87	60083574,34
800	831,26	137,11	1363,54	5	10949192,15	54745960,76
900	831,26	130,64	1299,23	5	10432779,11	52163895,56
1000	831,26	127,25	1265,44	5	10161484,88	50807424,39

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau IV.11.c.

Tableau IV.11.c: *Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre*

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	amortissement (DA)
450	26126	3548	92695048	8342554,32
500	29452	3548	104495696	9404612,64
600	36623	3548	129938404	11694456,36
700	45297	3548	160713756	14464238,04
800	54297	3548	192645756	17338118,04
900	63567	3548	225535716	20298214,44
1000	73871	3548	262094308	23588487,72

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - amortissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'amortissement figure dans le tableau IV.11.d

Tableau IV.11.d: *Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation*

Diamètre (mm)	F exploitation (DA)	F amortissement (DA)	Bilan (DA)
450	141649808,22	8342554,32	149992362,54
500	104997428,95	9404612,64	114402041,59
600	72362749,92	11694456,36	84057206,28
700	60083574,34	14464238,04	74547812,38
800	54745960,76	17338118,04	72084078,80
900	52163895,56	20298214,44	72462110,00
1000	50807424,39	23588487,72	74395912,11

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – amortissement) est montrée dans la figure IV.4.a.

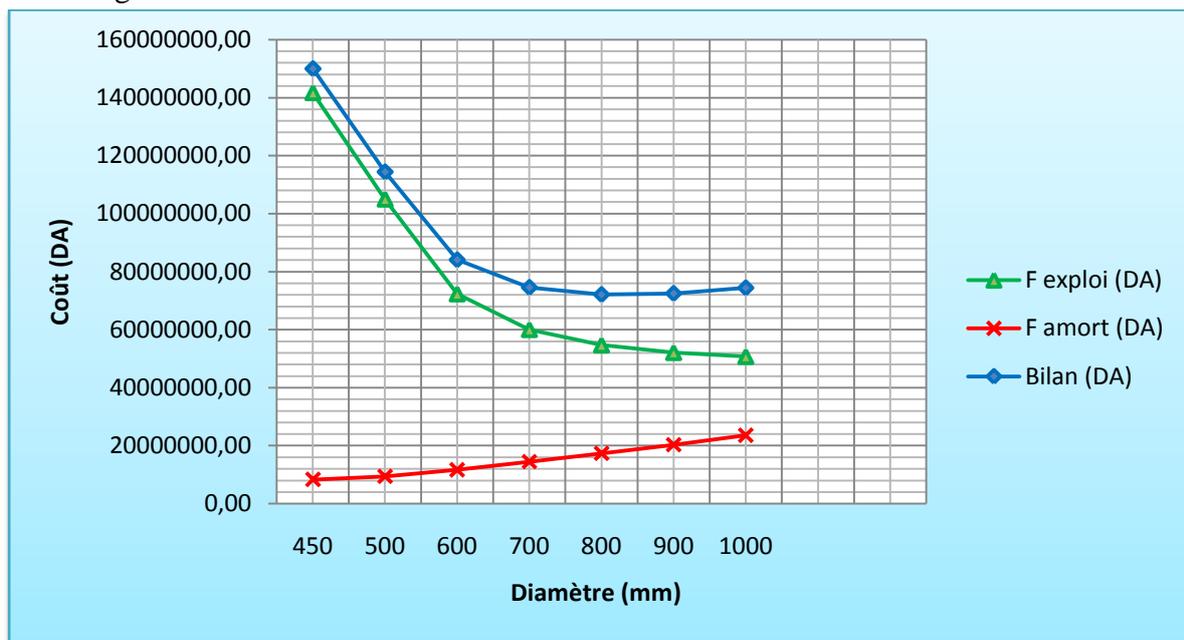


Figure IV.4.a: *Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation*

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 800** dont la vitesse est de **1,65 m/s**.

b) Refoulement : SP N°2 (Birtouta) - Réservoirs de Sidi Slimane (SP N°3)

La station de pompage SP N°2 est appelée à refouler une partie de débit qu'elle reçoit de la station de pompage SP N°1 alors son débit max.j est le (débit SPN°1 moins le débit sortant vers Birtouta) celui de cette dernière et est de : **Q_{max,j}=29774,5m³/j**.

Débit d'exploitation de la station de pompage SP N°2 est calculé comme suit :

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

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j) ;

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

A.N: $Q_{exp,SP2} = \frac{29774,5}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp,SP2} = 413,53 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$;

Ainsi le diamètre économique moyennant la relation (IV.3) est de : **D_{ec} = 643 mm**

Conclusion

Le calcul technico-économique du diamètre sera compris entre **450 et 1000 mm**

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (IV.6), (IV.7) et (IV.8), (IV.9), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau IV.12.a.

Tableau IV.12.a: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Re	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	Hc (m)
450	4380	413,53	2,60	1170644	0,0193	64,65	71,11	58,5	129,61
500	4380	413,53	2,11	1053580	0,0197	39,15	43,07	58,5	101,57
600	4380	413,53	1,46	877983	0,0206	16,45	18,10	58,5	76,60
700	4380	413,53	1,08	752557	0,0215	7,91	8,70	58,5	67,20
800	4380	413,53	0,82	658487	0,0222	4,20	4,62	58,5	63,12
900	4380	413,53	0,65	585322	0,0229	2,40	2,64	58,5	61,14
1000	4380	413,53	0,53	526790	0,0235	1,46	1,60	58,5	60,10

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.12.b.

Tableau IV.12.b: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Hc (m)	Puissance (KW)	Consommation Annuelle E (KWh)	F exploitation (DA)
450	413,53	129,61	641,22	4680921,12	23404605,62
500	413,53	101,57	502,48	3668082,17	18340410,83
600	413,53	76,60	378,94	2766266,92	13831334,62
700	413,53	67,20	332,46	2426948,51	12134742,53
800	413,53	63,12	312,25	2279450,77	11397253,85
900	413,53	61,14	302,48	2208098,89	11040494,44
1000	413,53	60,10	297,34	2170614,64	10853073,20

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau IV.12.c.

Tableau IV.12.c: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	amortissement (DA)
450	26126	4380	114431880	10298869,20
500	29452	4380	128999760	11609978,40
600	36623	4380	160408740	14436786,60
700	45297	4380	198400860	17856077,40
800	54297	4380	237820860	21403877,40
900	63567	4380	278423460	25058111,40
1000	73871	4380	323554980	29119948,20

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - amortissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'amortissement figure dans le tableau IV.12.d

Tableau IV.12.d: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Diamètre en (mm)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)	Bilan (DA)
450	23404605,62	10298869,20	33703474,82
500	18340410,83	11609978,40	29950389,23
600	13831334,62	14436786,60	28268121,22
700	12134742,53	17856077,40	29990819,93
800	11397253,85	21403877,40	32801131,25
900	11040494,44	25058111,40	36098605,84
1000	10853073,20	29119948,20	39973021,40

L'interprétation graphique des résultats du bilan (Exploitation - amortissement) est montrée dans la figure IV.4.b.

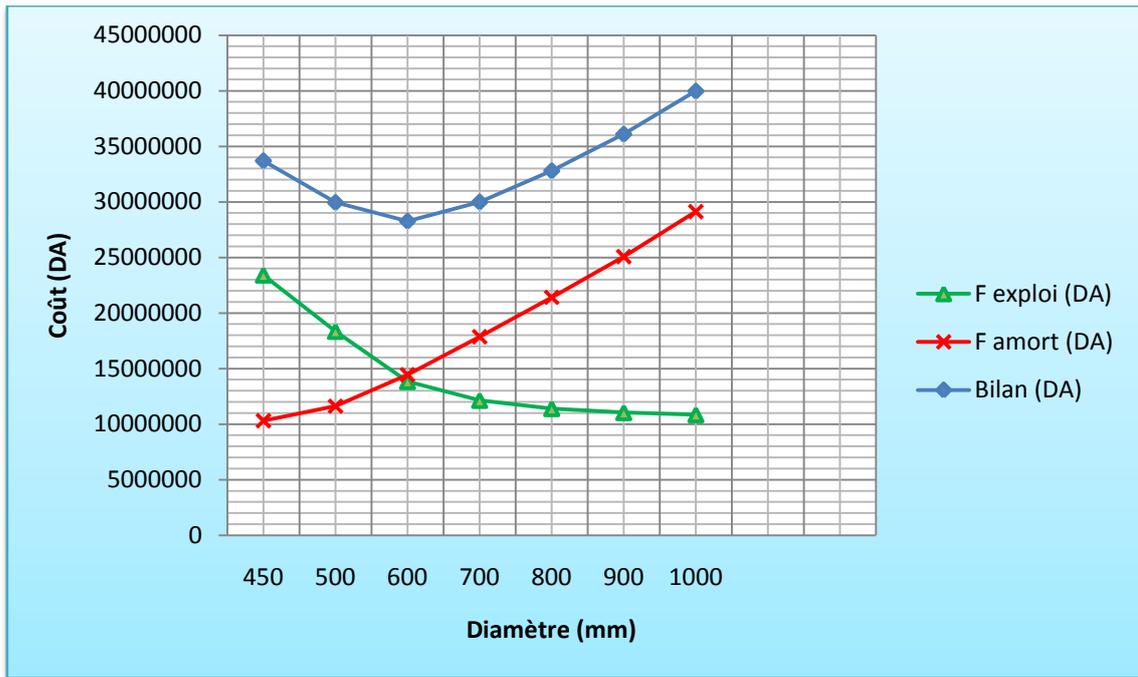


Figure IV.4.b: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 600** dont la vitesse est de **1,46 m/s**.

c) Refoulement : SP N°3- château d'eau projeté

La station de pompage SP N°3 est appelée à refouler l'eau vers le réservoir de tête Sidi Sliman Haut qui va alimenter gravitairement la commune de Saoula dont les besoins journaliers sont estimés à **13424,49 m³/j**.

Le débit d'exploitation de la station de pompage SP N°3 est calculé comme suit :

$$Q_{exp,SR3} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600}$$

$Q_{exp,SP3}$: Débit d'exploitation de la SP N°3 (m³/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{max,j} = 13424,49 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 22 \text{ h}$.

A.N : $Q_{exp} = \frac{13424,49}{22 * 3600} \Rightarrow Q_{exp} = 169,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$;

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

A.N : $D_{ec} = \sqrt{169,5 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0,411 \text{ m}$ donc $D_{ec} = 411 \text{ mm}$

Conclusion :

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **350 et 700 mm**

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Moyennant les formules (IV.6), (IV.7) et (IV.8), (IV.9), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau IV.13.a.

Tableau IV.13.a: Variation des Hc en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Re	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	Hc (m)
300	115	169,5	2,40	719745	0,0175	1,97	2,17	37,92	40,09
350	115	169,5	1,76	616924	0,0182	0,94	1,04	37,92	38,96
400	115	169,5	1,35	539809	0,0187	0,50	0,55	37,92	38,47
450	115	169,5	1,07	479830	0,0193	0,29	0,31	37,92	38,23
500	115	169,5	0,86	431847	0,0197	0,17	0,19	37,92	38,11
600	115	169,5	0,60	359873	0,0206	0,07	0,08	37,92	38,00
700	115	169,5	0,44	308462	0,0215	0,03	0,04	37,92	37,96

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.13.b.

Tableau IV.13.b: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Hc (m)	Puissance (KW)	Consommation Annuelle E (KWh)	f exploitation (DA)
300	169,50	40,09	81,29	652749,47	3263747,36
350	169,50	38,96	79,00	634375,54	3171877,70
400	169,50	38,47	78,01	626410,89	3132054,46
450	169,50	38,23	77,53	622567,67	3112838,34
500	169,50	38,11	77,28	620553,27	3102766,36
600	169,50	38,00	77,06	618759,69	3093798,43
700	169,50	37,96	76,97	618084,83	3090424,14

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau IV.13.c.

Tableau IV.13.c: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	amortissement (DA)
300	16461	115	1893015	170371,35
350	19602	115	2254230	202880,70
400	22885	115	2631775	236859,75
450	26126	115	3004490	270404,10
500	29452	115	3386980	304828,20
600	36623	115	4211645	379048,05
700	45297	115	5209155	468823,95

➤ **Bilan des coûts (Exploitation - amortissement)**

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'amortissement figure dans le tableau IV.13.d

Tableau IV.13.d: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Diamètre en (mm)	F _{exploitation} (DA)	F _{amortissement} (DA)	Bilan (DA)
300	3263747,36	170371,35	3434118,71
350	3171877,70	202880,70	3374758,40
400	3132054,46	236859,75	3368914,21
450	3112838,34	270404,10	3383242,44
500	3102766,36	304828,20	3407594,56
600	3093798,43	379048,05	3472846,48
700	3090424,14	468823,95	3559248,09

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – amortissement) est montrée dans la figure IV.4.c.

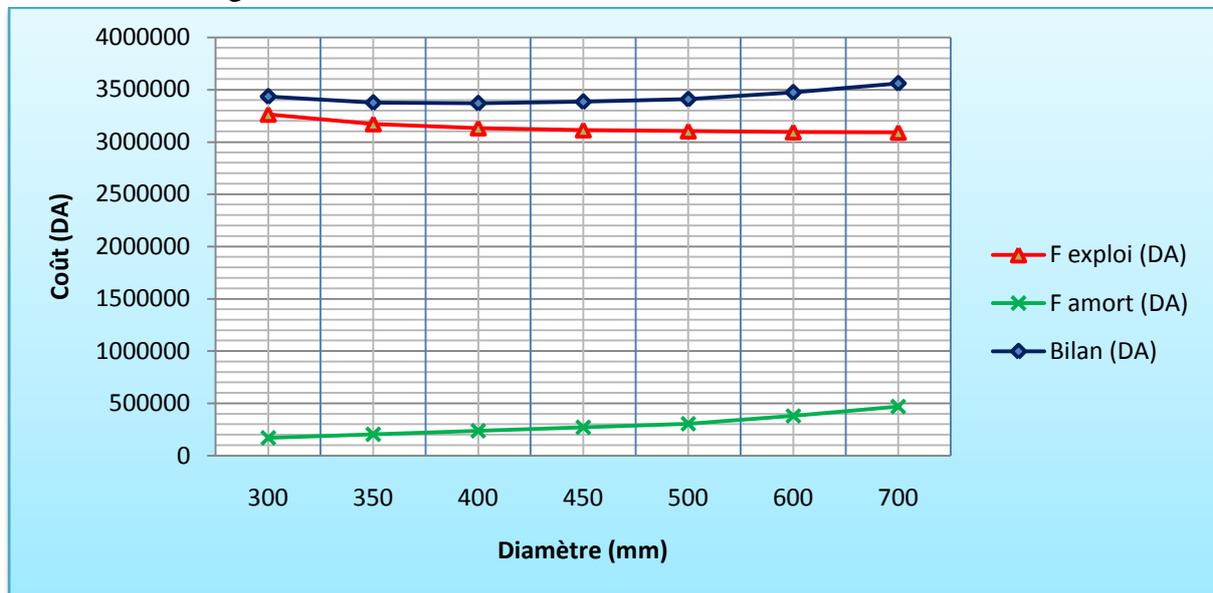


Figure IV.4.c: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre DN 400 dont la vitesse est de 1,35 m/s.

IV.8. Profil en long du terrain naturel

C'est une représentation graphique, permettant de visualiser le relief du tracé, ainsi que le cheminement de l'adduction. Il nous permet aussi de détecter les points hauts et les points bas au niveau de l'adduction afin de prévoir les accessoires nécessaires (voir les planches N°2).

Des équipements spécifiques seront mis en place sur la conduite :

- ventouse au point haut
- vidange au point bas
- vanne de sectionnement
- chambre de vannes

Remarque

Les plans des regards types de vidange et des ventouses sont représentés, respectivement, dans la planche N°3.

Appareillage de la conduite :

- Chambre

Des chambres de vannes seront réalisées en béton permettront une exploitation aisée des équipements. Ces ouvrages seront soit coulés sur place soit de type préfabriqué et dimensionnés en fonction du matériel à mettre en place et des impératifs de démontage et d'entretien.

- Vannes de sectionnement

La mise en place de vannes de sectionnement sera prévue pour faciliter l'interruption de débit en cas d'urgence sans arrêter totalement l'alimentation.

Dans le cas présent, nous proposons une implantation des vannes tous les 500 mètres environ et si possible à proximité immédiate des autres ouvrages annexes (ventouses, vidanges, vannes de régulation) Les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250 mm seront du type papillon. Elles seront associées à un by-pass avec joint de démontage pour permettre la remise en eau.

- Ventouses

Les ventouses seront placées au point haut sur le parcours des conduites de refoulement pour assurer le dégazage de la conduite en service (sous pression), l'évacuation d'air à grand débit lors du remplissage de la conduite ou l'admission d'air à grand débit lors de la vidange de la conduite.

Le choix de la ventouse est fait directement en fonction du diamètre de la conduite. Elle est désignée par le diamètre de l'orifice assurant l'évacuation de l'air. Dans le cas présent avec des conduites de DN 600 mm, le type de ventouse sera D150 mm.

Le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite.

- Vidanges

Les vidanges seront posées au point bas des conduites de refoulement afin de permettre l'évacuation des eaux permettant une intervention sur les conduites. Nous proposons des vannes de vidange de 100 mm. Le dispositif comprendra les équipements prévus dans un regard

Conclusion

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

- par refoulement avec une longueur totale des conduites de 8043 m et de diamètre 800 mm, 600 mm, 400 mm.
- L'adduction gravitaire avec une longueur totale des conduites de 1855 m et des diamètres de 800mm, 450mm, 400mm.

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.

Introduction

Les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à élever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire toute les fois que l'on ne le dispose pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitairement.

Le long de notre réseau d'adduction, nous avons projeté trois stations de pompages.

V.1.Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage

Pour le choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station de pompage on doit tenir compte des points suivants :

- ❖ Il est préférable de situer les ouvrages les proche possible l'un de l'autre.
- ❖ Ne pas construire la station de pompage, dans les zones sismiques et inondables, respectez les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport doit être 30 km.
- ❖ Prévoir L'accès à tous les ouvrages.
- ❖ Prévoir une plate forme avec un revêtement routier.
- ❖ Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
- ❖ Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate forme de 0,15 à 0,5m.
- ❖ Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

V.2.Choix du type de pompe

Une station de pompage type comprend plusieurs pompes placées en parallèle ou en série. Le débit maximal ultime se répartit entre les pompes places en parallèle pour faire face à la variation horaire saisonnière de la demande. Quand la hauteur de refoulement est très importante et dépasse quelques centaines de mètres, les pompes multicellulaires s'imposent.

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 ;
- 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 leurs avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec une vitesse de rotation élevée à savoir $n=3500$ tr/min (figure V.1) et (Annexe V.1)

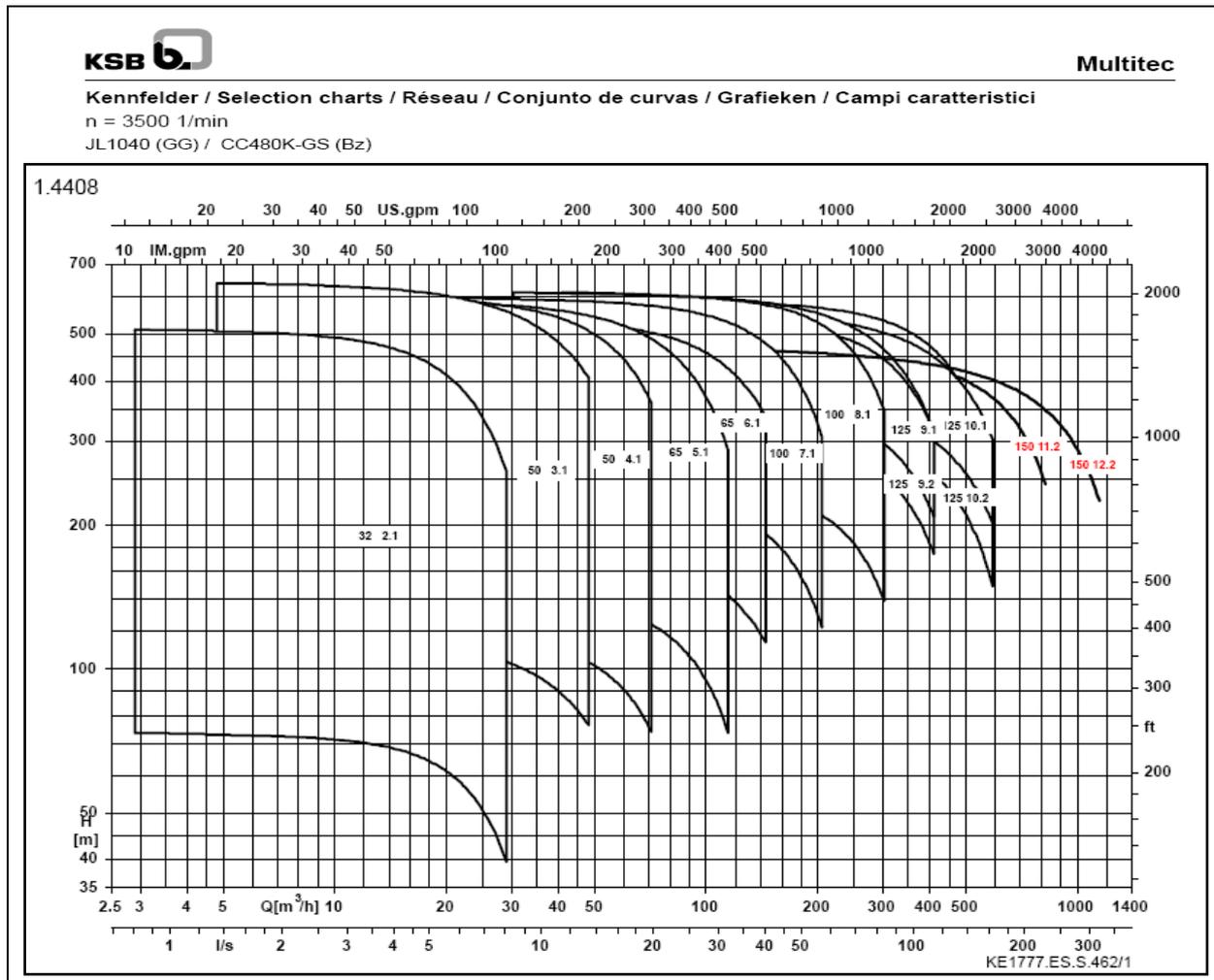


Figure V.1: Réseau des types de pompe KSB Multitec

V.3.Couplage des pompes[5]

Une station de pompage renferme généralement plusieurs pompes arrangées en série ou en parallèle pour plusieurs considérations techniques et opérationnelles.

Comme on va le voir, il y a une analogie entre le fonctionnement des conduites et des pompes en série et en parallèle. Les couplages existants sont.

V.3.1. Couplage en parallèle :

On dit que des pompes sont placées en parallèle quand leurs points d'aspiration et de refoulement sont identiques.

Dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe ($Q_T = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$).
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante ($H_1 = H_2 = \dots = H_n$).
- Les pompes sont placées en parallèle pour augmenter le débit.

Lorsque des pompes sont placées en parallèle, elles développent toutes la même hauteur manométrique.

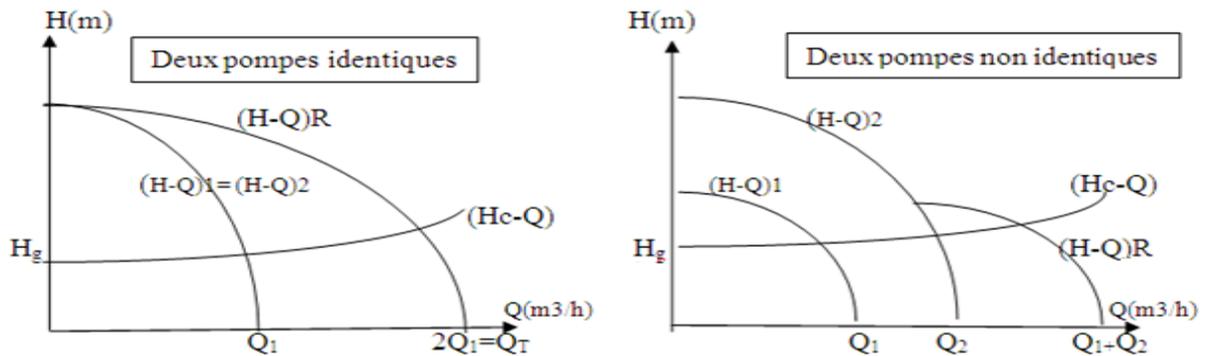


Figure V.2.a: Couplage de deux pompes en parallèle

V.3.2. Couplage en série :

On dit que des pompes sont placées en série quand le débit qui passe par chacune d'elles est le même alors que les pressions développées s'additionnent.

Dans ce cas :

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la Seconde.

- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent ($Q_1=Q_2$).
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante ($H_T=H_1+H_2$).
- On vérifie le NPSH à l'entrée de la pompe P_1 seulement.

Lorsque des pompes sont placées en série, le débit qui les traverse est le même et la hauteur manométrique équivalente est la somme des hauteurs manométriques développées par chacune des pompes.

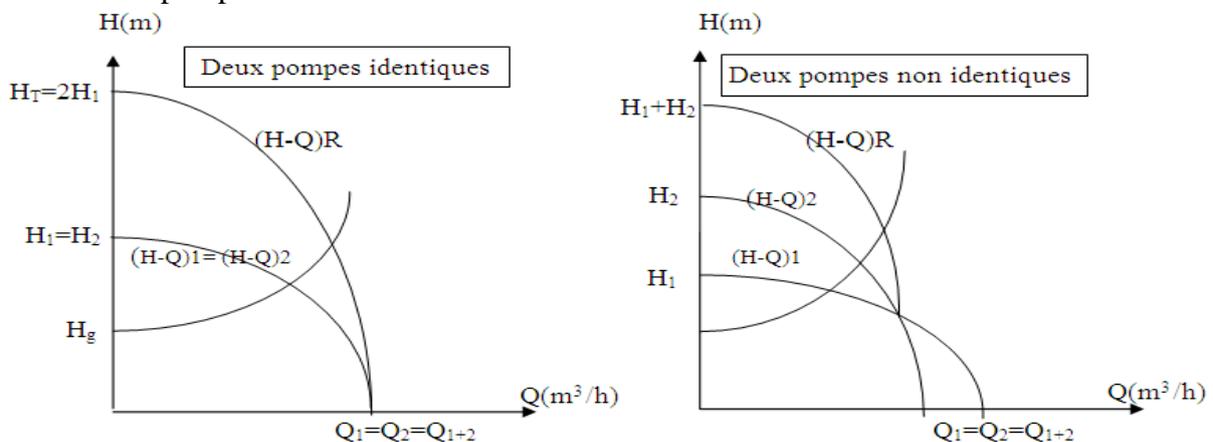


Figure V.2.b: Couplage de deux pompes en série.

V.4. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.4.1 Refoulement : SP1 – Réservoir SP2

Choix du nombre de pompes Centrifuges suivant le catalogue KSB (Annexe. V.2) :

Donc on aura les variantes présentées dans le tableau(V.1.a):

(n = nombre des pompes)

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

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique (indice)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	2992,50	137,11	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	1496,26	137,11	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	997,50	137,11	150	12,2	77,5	239	3500	1	1260	14,2	337
4	748,13	137,11	150	12,1	75	210	2900	1	1280	12	382
5	598,5	137,11	150	12,2	74,5	287	1750	4	1400	8,1	378
6	498,75	137,11	125	10,2	70	209	2900	1	1380	4,2	378

A partir du tableau (V.1.a), on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type Multitec 150 12,2.

V.4.2. Refoulement : SP 2 – Réservoir SP 3

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

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

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique (indice)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	1488,72	76,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	744,36	76,6	150	12,2	75	124	2900	1	180	9	303
3	496,24	76,6	150	11,2	77	124	2900	1	155	6,6	308
4	372,18	76,6	150	11,2	74,5	117	1750	2	108	4,6	342
5	297,74	76,6	150	10,2	68	120	1750	3	57	5,5	270
6	248,12	76,6	150	10,2	79	120	1750	3	60	3,5	270

A partir du tableau (V.1.b), on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type Multitec 150 11,2.

V.4.3. Refoulement : SP 3 – château d'eau Sidi Slimane Haut

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

Tableau V.1.c: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé(m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Hydraulique (indice)	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	610,2	38,47	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	305,1	38,47	150	11,2	75,5	40	1450	1	30	3	342
3	203,4	38,47	125	10,2	82	72,8	1750	2	38	2,2	270
4	152,55	38,47	125	10,2	81	51	1450	2	20,8	1,5	270
5	122,04	38,47	125	10,2	77,5	51	1450	2	19	1,3	270

A partir du tableau (V.1.c), on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type Multitec 125 10,2.

V.5. Courbes caractéristiques des pompes

Pour employer une pompe centrifuge d'une manière optimale, pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, il faut connaître ses courbes caractéristiques suivantes :

* [H-Q] * [P_{abs}- Q] * [η_p - Q] * [(NPSH)_r- Q]

Les courbes caractéristiques des pompes des stations de pompage SP1, SP2 et SP3 seront établies à base de la courbe individuelle (annexe V.2, 3et4).

Ces courbes d'étage et individuelles sont tirées du catalogue des pompes **KSB** après le choix du type et du nombre de pompe en parallèle.

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [P_{abs}- Q], [η_p - Q], [(NPSH)_r- Q]. Sont représentées par la figure (V.3.a) pour la première station de pompage, la deuxième par la figure (V.3.b) et pour la troisième station de pompage la figure (V.3.c).

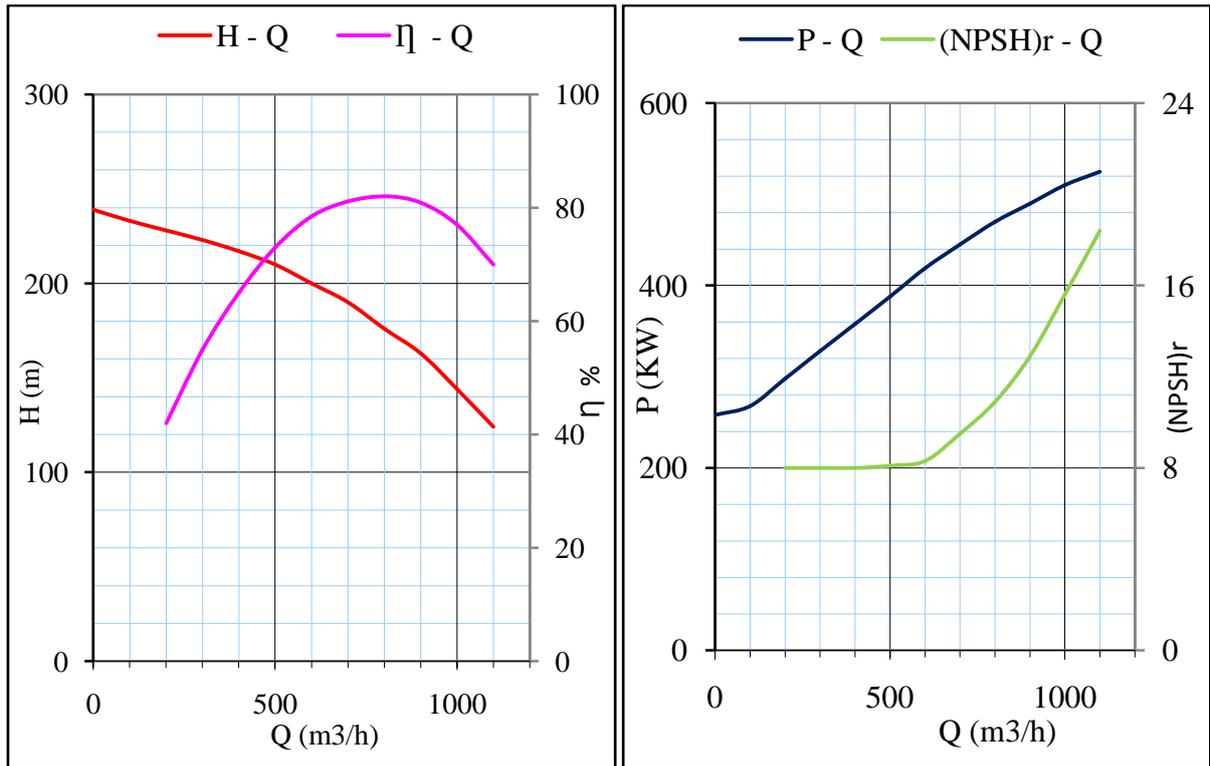


Figure V.3.a: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 150 12,2

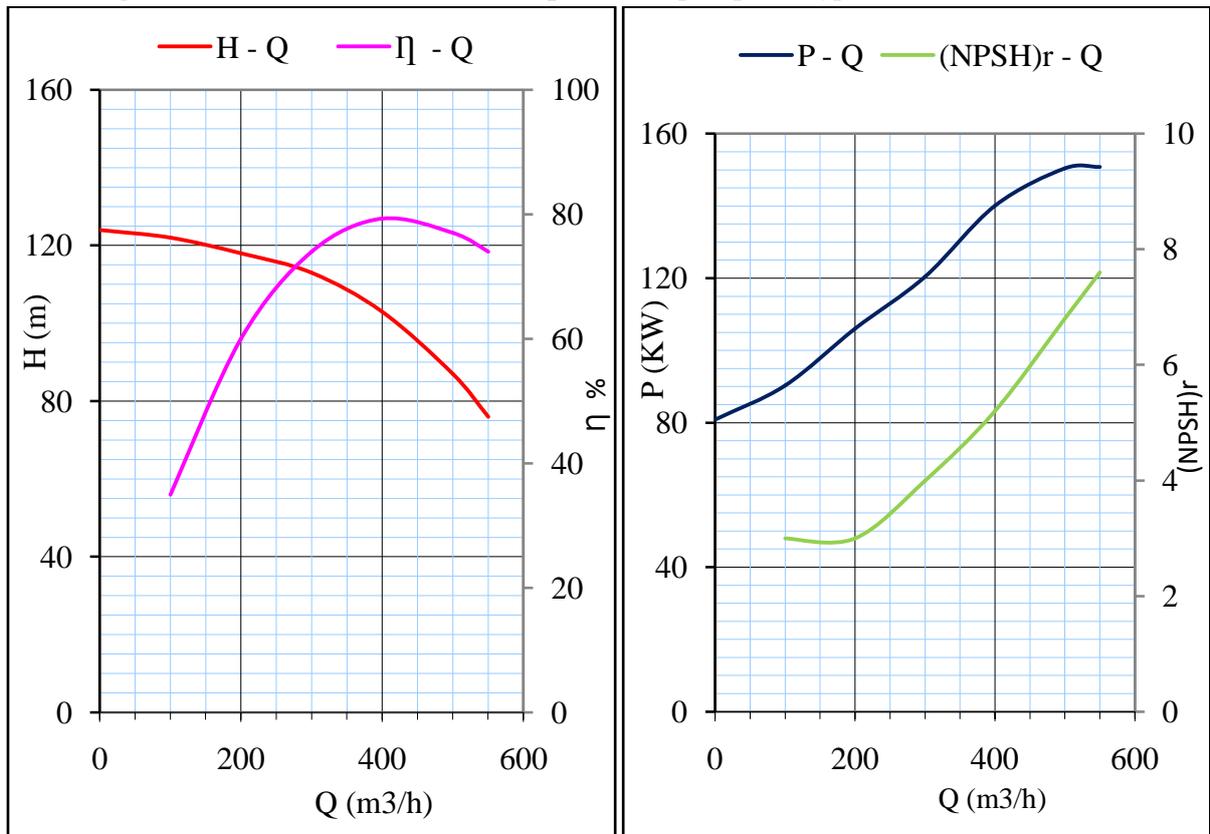


Figure V.3.b: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 150 11,2.

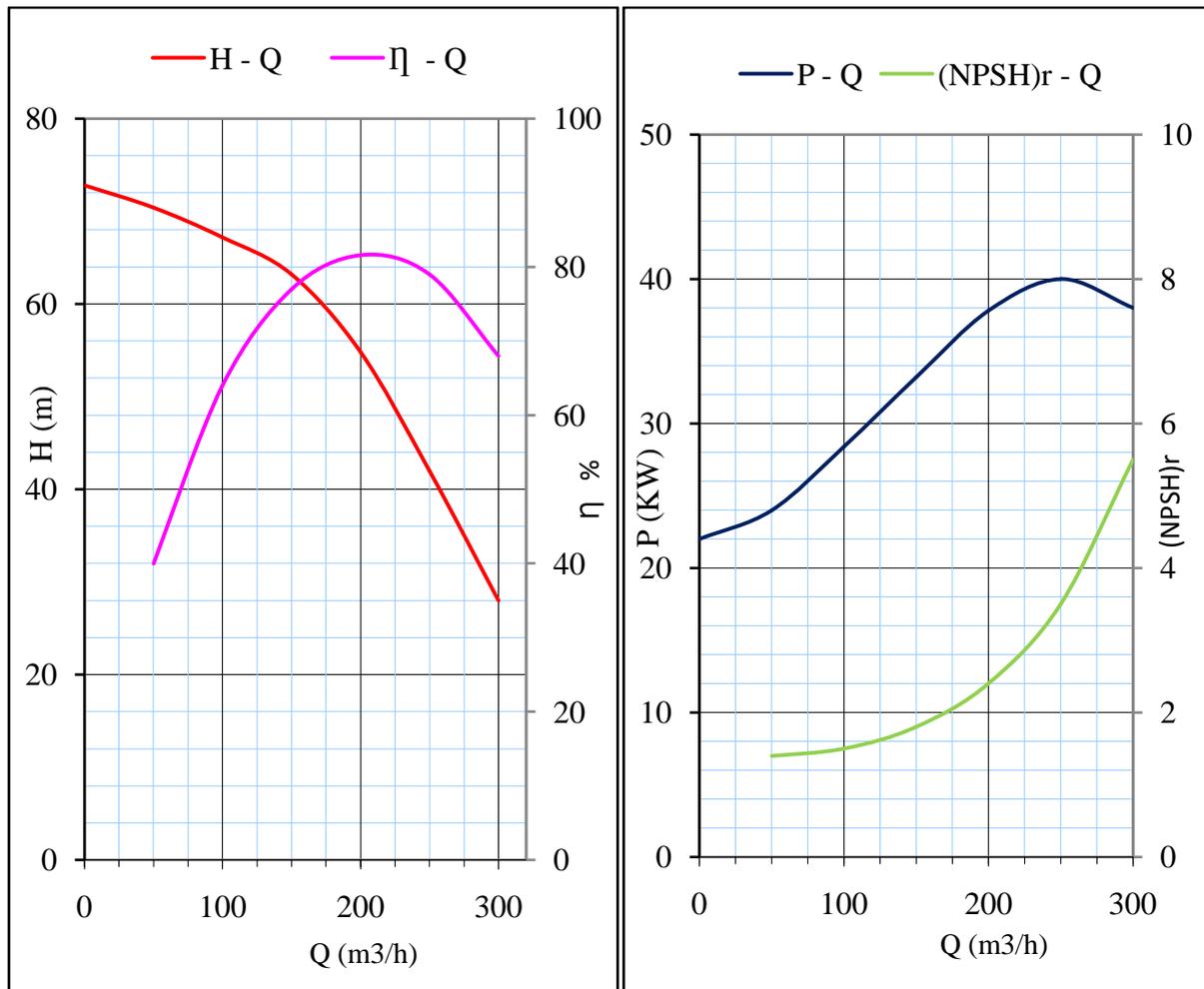


Figure V.3.c: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 10,2.

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.

V.6. Points de fonctionnement des pompes

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

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

La pompe fonctionnera dans des bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

➤ **Courbe caractéristique de la conduite**

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots (V-1)$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

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

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

λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,022$ pour $D = 800\text{mm}$, $\lambda = 0,021$ pour $D = 600\text{mm}$ et $\lambda = 0,019$ pour $D = 400\text{mm}$ (voir chapitre IV) ;

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

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

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

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

V.6.1. Refoulement : SP 1 - Réservoir SP2

Tableau V.2.a : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1-Réservoir SP2)

N°	Q (m^3/h)	3Q (m^3/h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	122	3548	800	0,0222	0,000	0,000	122,00
2	100	300	122	3548	800	0,0222	0,137	0,150	122,15
3	200	600	122	3548	800	0,0222	0,547	0,602	122,60
4	300	900	122	3548	800	0,0222	1,231	1,354	123,35
5	400	1200	122	3548	800	0,0222	2,189	2,408	124,41
6	500	1500	122	3548	800	0,0222	3,420	3,762	125,76
7	600	1800	122	3548	800	0,0222	4,925	5,418	127,42
8	700	2100	122	3548	800	0,0222	6,704	7,374	129,37
9	800	2400	122	3548	800	0,0222	8,756	9,632	131,63
10	900	2700	122	3548	800	0,0222	11,082	12,190	134,19
11	1000	3000	122	3548	800	0,0222	13,682	15,050	137,05
12	1100	3300	122	3548	800	0,0222	16,555	18,210	140,21

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.4.a).

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 3045 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 2992,536 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 138 \text{ m} > H_{app} = 137,11 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

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

V.6.2. Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3**Tableau V.2.b :** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2-Réservoir SP3)

N°	Q (m ³ /h)	2Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	58,5	4380	0,6	0,0206	0,000	0,000	58,5
2	100	200	58,5	4380	0,6	0,0206	0,792	0,871	59,37
3	200	400	58,5	4380	0,6	0,0206	3,168	3,484	61,98
4	300	600	58,5	4380	0,6	0,0206	7,127	7,840	66,34
5	400	800	58,5	4380	0,6	0,0206	12,670	13,938	72,44
6	500	1000	58,5	4380	0,6	0,0206	19,798	21,777	80,28
7	550	1100	58,5	4380	0,6	0,0206	23,955	26,351	84,85

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.4.b).

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 1554 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 1488,72 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 81 \text{ m} > H_{app} = 76,62 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

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

V.6.3. Refoulement : SP 3 – Château d'eau Sidi Slimane Haut**Tableau V.2.c :** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (Sp3-château d'eau Sidi Slimane.)

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	0	0	37,92	115	0,4	0,0187	0,000	0,000	37,92
2	50	300	37,92	115	0,4	0,0187	0,040	0,044	37,96
3	100	600	37,92	115	0,4	0,0187	0,161	0,177	38,10
4	150	900	37,92	115	0,4	0,0187	0,363	0,399	38,32
5	200	1200	37,92	115	0,4	0,0187	0,645	0,710	38,63
6	250	1500	37,92	115	0,4	0,0187	1,008	1,109	39,03
7	300	1800	37,92	115	0,4	0,0187	1,452	1,597	39,52

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.4.c).

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

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 780 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 610,2 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 38,8 \text{ m} > H_{app} = 38,47 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

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

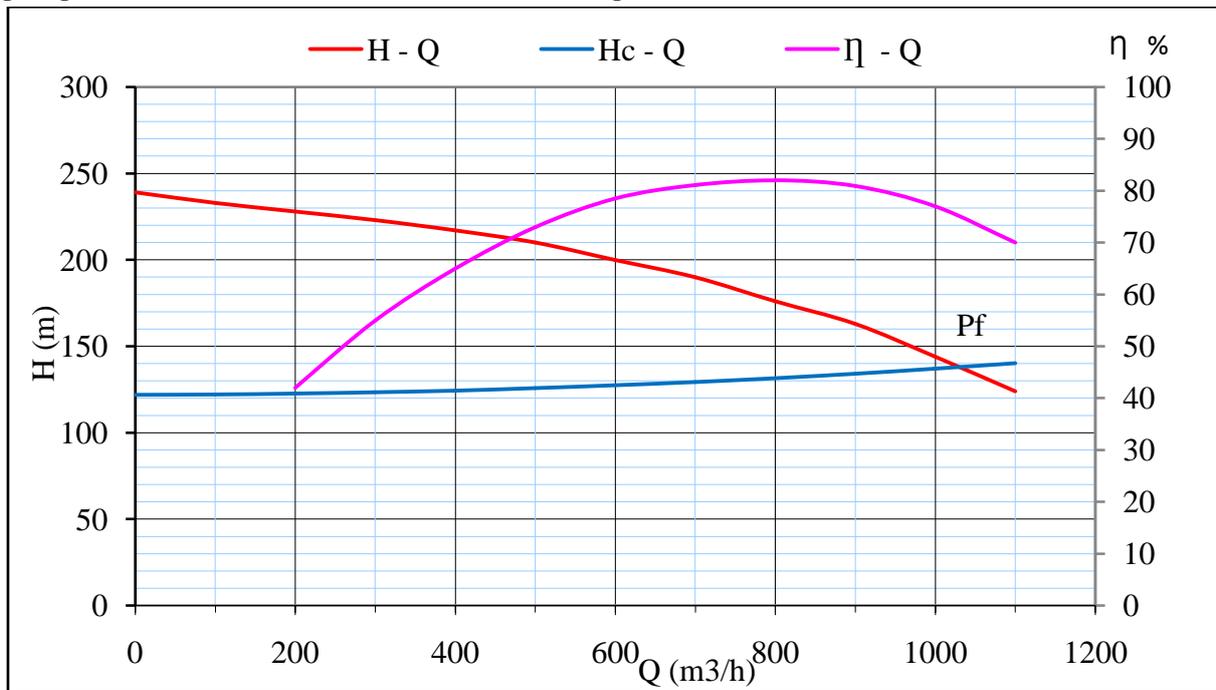


Figure V.4.a: Point de fonctionnement des pompes de la SP 1

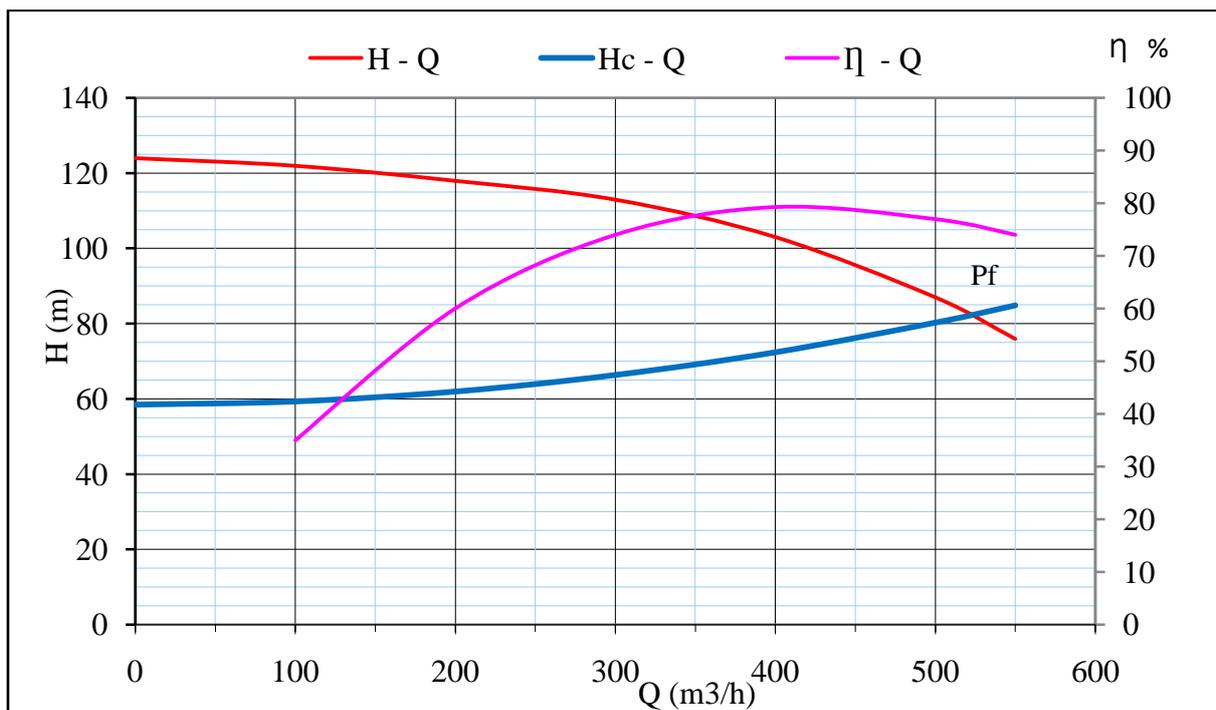


Figure V.4.b: Point de fonctionnement des pompes de la SP 2

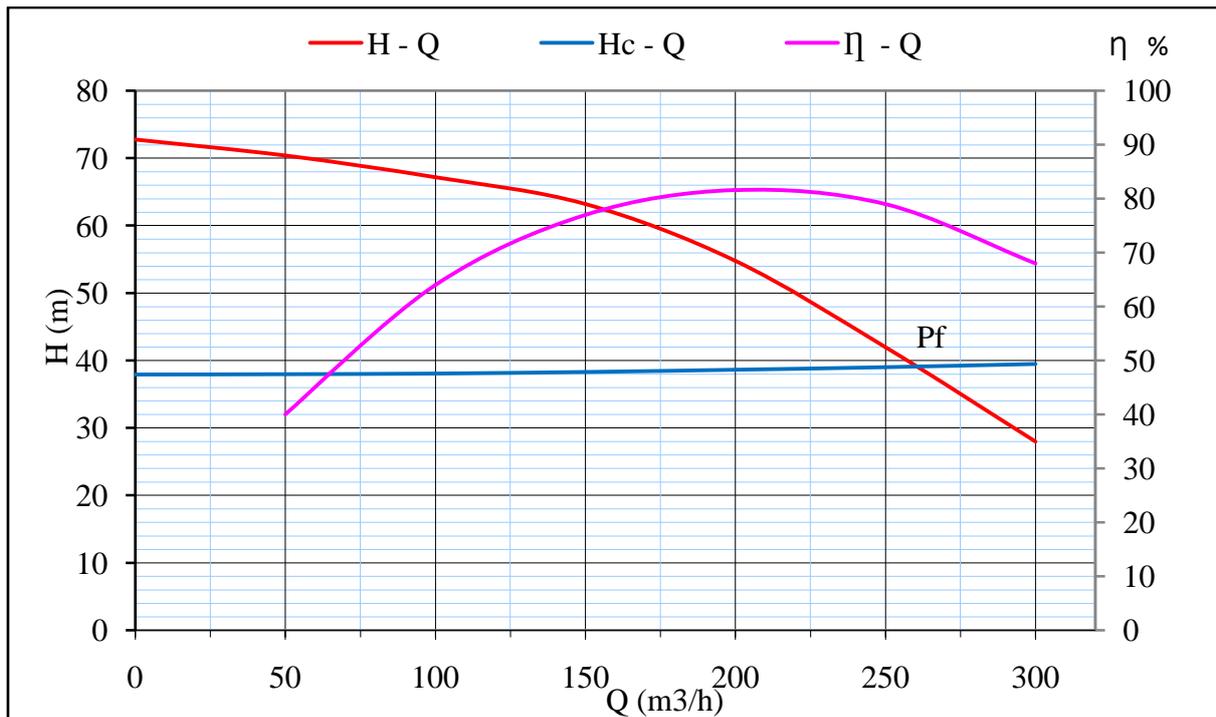


Figure V.4.c: Point de fonctionnement des pompes de la SP 3

V.7.Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Une fois le point de fonctionnement obtenu, Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on peut se trouver dans les trois 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

$$\text{On a : } \left(\frac{Q}{Q_{app}} \right)^2 = \frac{H}{H_{app}} \implies H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} \cdot Q^2$$

$$\text{Posons que: } \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = a \implies H = a \cdot Q^2 \dots\dots\dots (V-4)$$

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 'M'.

- La nouvelle vitesse de rotation serait :

$$\left(\frac{H_{app}}{H} \right) = \left(\frac{n_{app}}{n} \right)^2 \quad \text{d'ou} \quad n = n_{app} * \sqrt{\frac{H_{app}}{H}} \dots\dots\dots (V-5)$$

n_{app} : vitesses de rotation initiale de la pompe (tr/mn) ;

H_{app} : la hauteur manométrique appelée (m) ;

n : vitesse de rotation après réglage (tr/mn) ;
 H : la hauteur correspondante au point 'M' (m).

- Le rendement après réglage est :

$$\eta_{ap} = \eta_{av} \times \frac{H_{app}}{H} \dots\dots\dots (V-6)$$

η_{ap} : rendement après le vannage (%) ;

η_{av} : rendement avant le vannage (%) ;

- Moyennant la formule IV-12 (Chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_M}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

➤ **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 :

$$\eta_{ap, van}^{inst} = \eta_{av, van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots (V-7)$$

$\eta_{ap, van}^{inst}$: rendement de l'installation après le vannage (%) ;

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

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

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

$$h_v = H_c' - H_{app} \dots\dots\dots (V-8)$$

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

➤ **Rognage** :

C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé. Avec le rognage il y'aura des chutes de performance.

Ce mode de réglage est déconseillé pour les pompes multicellulaires.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \dots\dots\dots (V-9)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

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

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}} \dots\dots\dots (V-10)$$

Q_E : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ;

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

***pourcentage de rognage**

$$R = (1-m)*100 \dots\dots\dots (V-11)$$

R : pourcentage de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{QE}} \dots\dots\dots (V-12)$$

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

➤ **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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots (V-13)$$

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

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

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

➤ **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, le rognage et la vitesse de rotation.

V.7.1. Refoulement : SP 1 - Réservoir SP 2

a) Variation de la vitesse de rotation

On a la courbe de proportionnalité $H = a * Q^2 \longrightarrow H = 0,00013779 * Q^2$

Tableau V.3.a : Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation

H app (m)	H M (m)	N ava regl tr/min	N aprregl tr/min	$\eta_{ava regl}$ %	$\eta_{aprregl}$ %	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
137,11	142	3500	3439,20	77,5	76,15	997,52	510,68

b) Vannage

Tableau V.3.b : Les performances de la pompe après le vannage

H app (m)	H c' (m)	h v (m)	$\eta_{ins av van}$ (%)	$\eta_{insapr van}$ (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
137,11	146	8,89	77,5	72,78	997,52	531,56

c) Diminution du temps de pompage

Tableau V.3.c : Les performances de la pompe après diminution du temps de pompage

Q app (m3/h)	Q pf (m3/h)	t av regl (h)	t' aprregl (h, mn)	η insaprregl (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
2992,53	3045	22	21h37mn	77,2	1015	481,93

d) Rognage

On a la courbe de proportionnalité $H = a * Q$ ————— $H = 0,0458 * Q$

Tableau V.3.d : Les performances de la pompe après le rognage

Q app (m3/h)	H E (m)	QE (m3/h)	D ava rogn (mm)	d aprrogn (mm)	R %	η aprrogn %	P abs (kW)
2992,53	138,5	3030	337	335	1	75	508,24

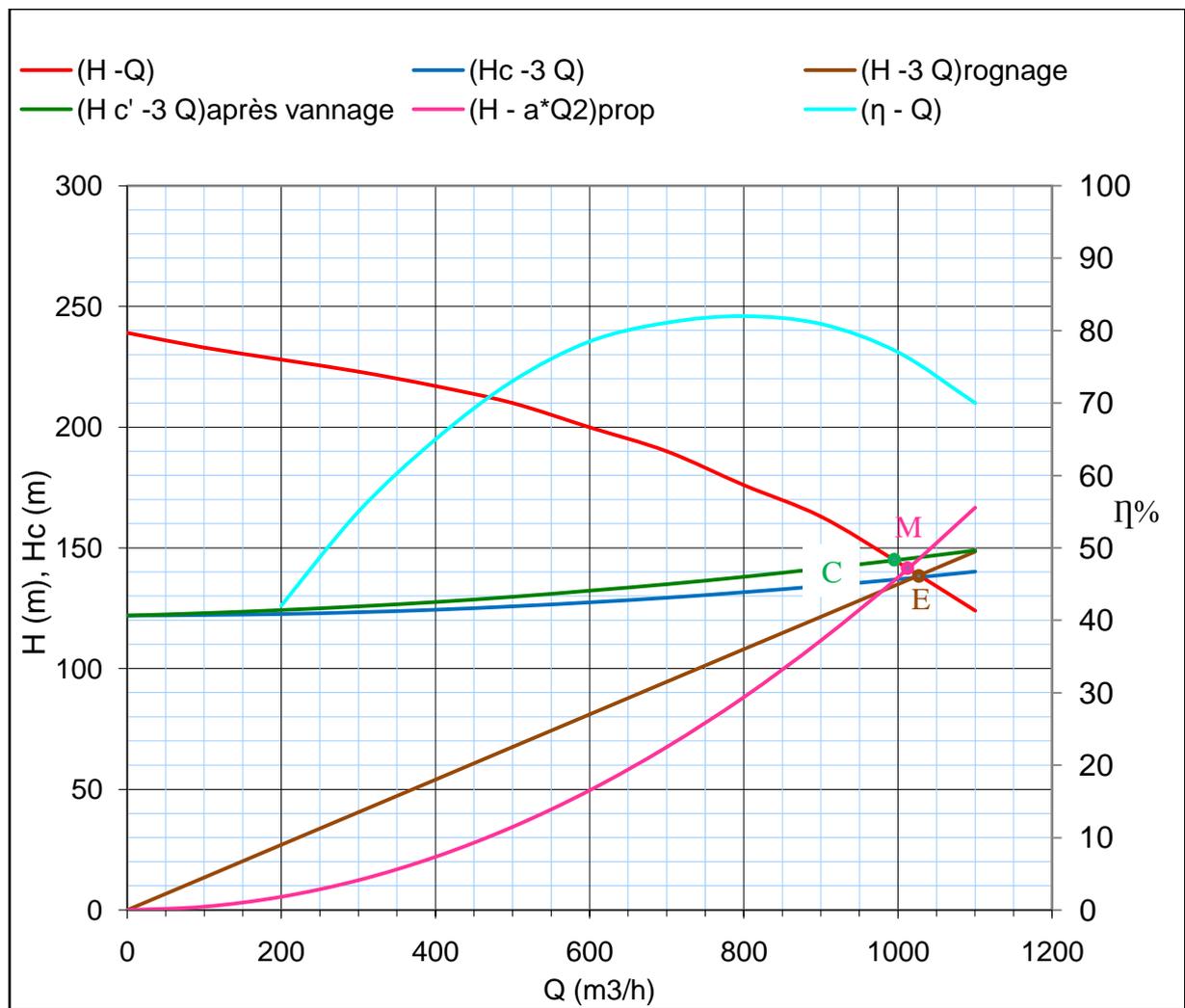


Figure V.5.a: Modes de réglage de la SP 1

Conclusion

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

V.7.2. Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3

a) Variation de la vitesse de rotation

On a la courbe de proportionnalité $H = a \cdot Q^2$ ————— $H = 0,0003111 \cdot Q^2$

Tableau V.4.a : Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation

H app (m)	H M (m)	N ava regl tr/min	N aprregl tr/min	η ava regl %	η aprregl %	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
76,62	88	2900	2706	77	71,85	520	173,55

b) Vannage

Tableau V.4.b : Les performances de la pompe après le vannage

H app (m)	H c' (m)	h v (m)	η ins av van (%)	η ins apr van (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
76,62	88	11,38	77	67,04	496,24	154,54

c) Diminution du temps de pompage

Tableau V.4.c : Les performances de la pompe après diminution du temps de pompage

Q app (m3/h)	Q pf (m3/h)	t av regl (h)	t' aprregl (h, mn)	η ins aprregl (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
1488,72	1554	20	19h 9min	75	518	152,44

d) Rognage

On a la courbe de proportionnalité $H = a \cdot Q$ ————— $H = 0,0514 \cdot Q$

Tableau V.4.d : Les performances de la pompe après le rognage

Q app (m3/h)	H E (m)	QE (m3/h)	D ava rogn (mm)	d aprrogn (mm)	R %	η aprrogn %	P abs (kW)
1488,72	81	1566	308	300	2,5	76	151,60

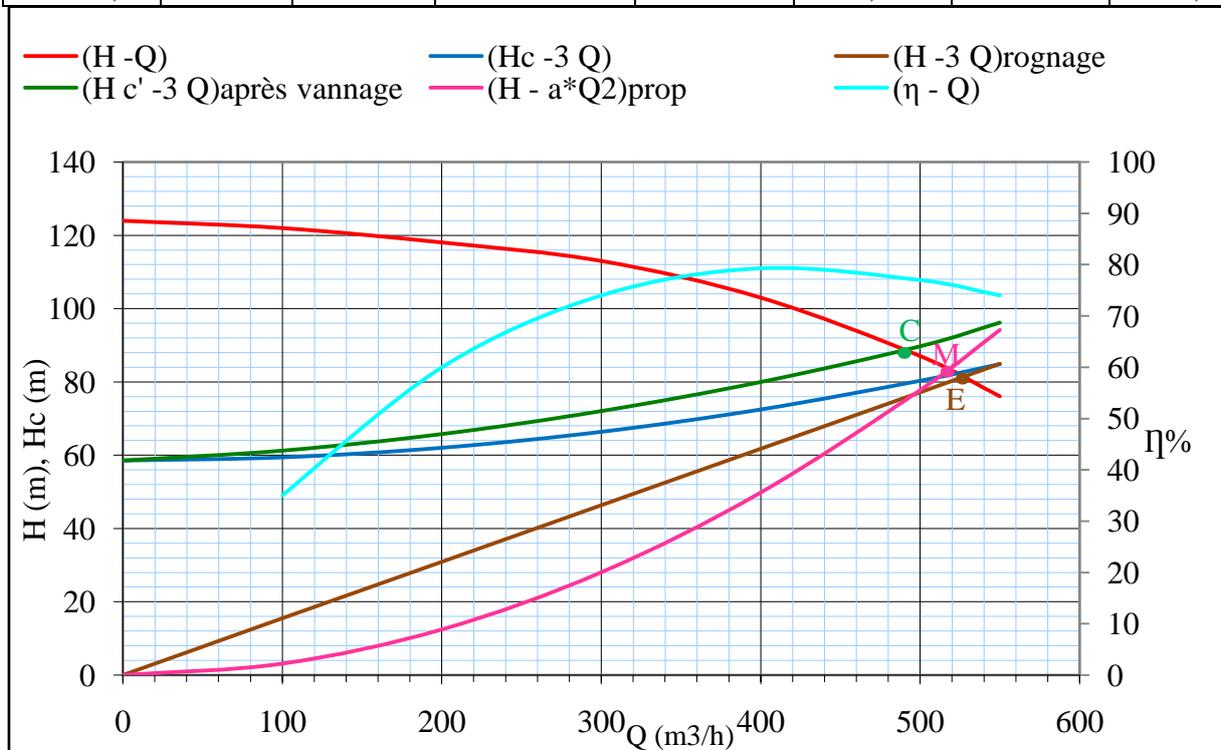


Figure V.5.b: Modes de réglage de la SP 2

Conclusion

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

V.7.3. Refoulement : SP 3 – Château d’eau Sidi Slimane Haut

a) Variation de la vitesse de rotation

On a la courbe de proportionnalité $H = a Q^2$ ————— $H = 0,0009298 * Q^2$

Tableau V.5.a: Les performances de la pompe après diminution de la vitesse de rotation

H app (m)	H M (m)	N ava regl (tr/min)	N aprregl (tr/min)	η ava regl (%)	η aprregl (%)	Q par pompe (m3/h)	P abs (kW)
38,47	48	1750	1400	82	65	227	38,49

b) Vannage

Tableau V.5.b : Les performances de la pompe après le vannage

H app (m)	H c' (m)	h v (m)	η ins av van (%)	η ins apr van (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
38,47	54	15,53	82	58,41	203,4	51,23

c) Diminution du temps de pompage

Tableau V.5.c : Les performances de la pompe après diminution du temps de pompage

Q app (m3/h)	Q pf (m3/h)	t av regl (h)	t' aprregl (h, mn)	η ins aprregl (%)	Q par pompe m3/h	P abs (kW)
610,2	780	22	17h 13min	78	260	35.24

d) Rognage

On a la courbe de proportionnalité $H = a Q$ ————— $H = 0,063 * Q$

Tableau V.5.d : Les performances de la pompe après le rognage

Q app (m3/h)	H E (m)	QE (m3/h)	D ava rogn (mm)	d aprrogn (mm)	R %	η aprrogn %	P abs (kW)
610,2	45	238	270	250	7,55	80	36,48

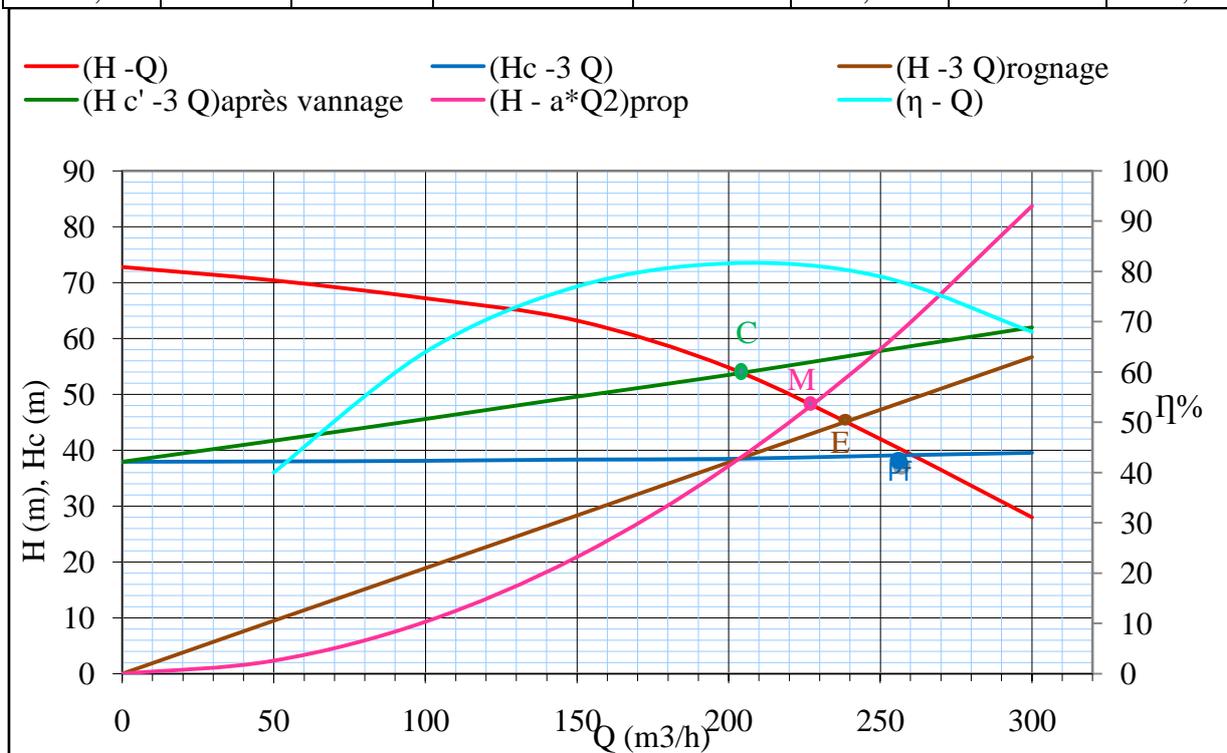


Figure V.5.c: Modes de réglage de la SP 3

Conclusion

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

V.8. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

V.8.1. Équipements en amont de la pompe

Légende :

- 1- Tulipe d'aspiration ;
- 2- Conduite d'aspiration ;
- 3- Coude ;
- 4- Convergeant ;
- 5- Tronçon.

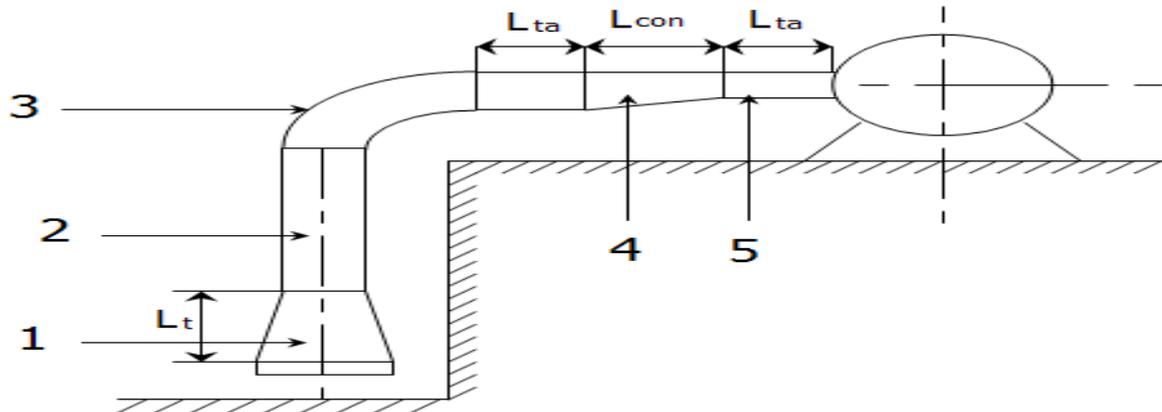


Figure. V.6.a : Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe

➤ conduite d'aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

➤ joints :

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

➤ Joint de démontage :

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et de démontage de la pompe.

➤ Convergent d'aspiration :

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'éviter toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

➤ Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

III.8.2. Équipements en aval de la pompe

Les conduites de refoulement doivent être équipées : des vannes, des brides de raccordement, de divergents, de ventouses, des joints et d'un dispositif de vidange.

Légende :

- 1- Divergent;
- 2- clapet de non retour ;
- 3- Vanne de régulation ;
- 4- Vanne papillon ;
- 5- Conduit de refoulement ;
- 6- Buté.

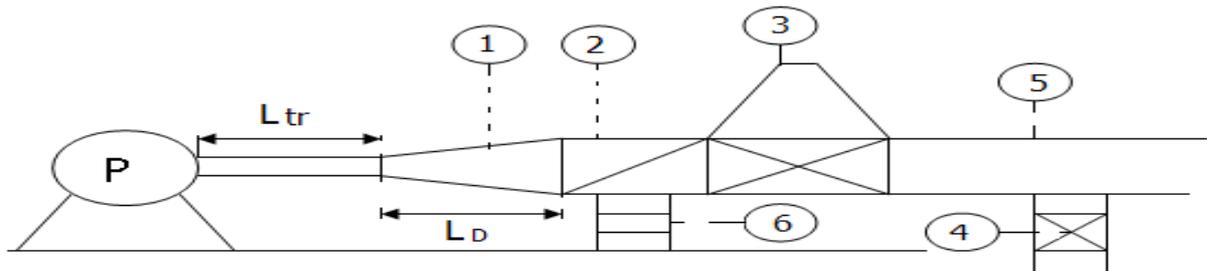


Figure. V.6.b : Schéma indicatif de l'équipement en aval de la pompe

➤ divergent :

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible

➤ clapet de non retour :

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

➤ Vanne de régulation :

Elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé

➤ Vanne papillon :

Elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

➤ Collecteur de refoulement :

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique.

➤ Le by-pass :

Un by-pass est placée entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau. Mais dans notre cas le by-pass se trouve en amont des groupes de pompes.

V.9. Etude de la cavitation [2]

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

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe :

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

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

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

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots (V-14)$$

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

On prend : r = 0,3 m.

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

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

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \dots\dots\dots (V-15)$$

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

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

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \dots\dots\dots (V-16)$$

Avec : H : altitude de la station.

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

Tableau V.6: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

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

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

$$\Delta h_{asp} = (1,05 - 1,1) * \Delta h_{asp}^{lin} \dots\dots\dots (V-17)$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule IV-17 (chapitre IV).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \dots\dots\dots (V-18)$$

L_r : longueur du collecteur d'aspiration, $L_r = 30$ m ;

l_r : longueur de la tubulure d'aspiration, $l_r = 1,5$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \dots\dots\dots (V-19)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_a : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_a}} \dots\dots\dots (V-20)$$

Avec : V_a : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend: $V_a = 1,5$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \dots\dots\dots (V-21)$$

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

➤ **Calage de la pompe**

Le calage de la pompe est de déterminé par 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.

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots (V-22)$

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

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

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \dots\dots\dots (V-23)$$

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.9.1.Refolement : SP 1 - Réservoir SP 2

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 14,2$ m (figure V.3.a)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 37,5 \Rightarrow P_{at} = 10,27$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 * DN1$

DN1 = 250 mm (annexe V-5)

Donc : $D_a = 1,4 * 250 \Rightarrow D_a = 350mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 997,52}{3,14 * 0,35^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 2,88m/s$

• Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 2992,56}{3,14 * 1,2 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,840m$$

$$\text{On pose } D_c = 0,800m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 2992,56}{3,14 * 0,8^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,65m/s$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 800mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{30 * \left(\frac{2992,56}{3600}\right)^2}{0,8^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{997,52}{3600}\right)^2}{0,35^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,17m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,10 * 0,17 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,19m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 14,2 + 0,3 - 10,27 + 0,24 + \frac{2,88^2}{2 * 9,81} + 0,19 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 5,11 m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 43 - 5 + 0,53 \Rightarrow \nabla_{min} = 38,53mNGA$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 38,53 - (5,11) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 33,72m$

V.9.2. Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 6,6 m$ (figure V.3.b)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 152 \Rightarrow P_{at} = 9,79 mce$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,4 * DN1$

$DN1 = 250 mm$ (annexe V-5)

Donc : $D_a = 1,4 * 250 \Rightarrow D_a = 350mm \Rightarrow$ on prend: $D_a = 350 mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 496,24}{3,14 * 0,35^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1,43m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 1488,72}{3,14 * 1,2 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,662m$$

$$\text{On pose } D_c = 0,600m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 1488,72}{3,14 * 0,6^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,46m/s$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 600mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{30 * \left(\frac{1488,72}{3600}\right)^2}{0,6^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{496,24}{3600}\right)^2}{0,35^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,22m$$

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,10 * 0,19 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,21m$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 6,6 + 0,3 - 9,79 + 0,24 + \frac{1,43^2}{2 * 9,81} + 0,21 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -2,09m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{\min} = 155 - 4,5 + 0,97 \Rightarrow \nabla_{\min} = 151,47mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 151,47 - (-2,09) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 153,86m$

V.9.3. Refoulement : SP 3 – château d'eau Sidi Slimane Haut

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,2$ m (figure V.3.c)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 204 \Rightarrow P_{at} = 10,04$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 * DN1$

DN1 = 200 mm (annexe V.5).

Donc : $D_a = 1,5 * 200 \Rightarrow D_a = 300mm$

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 203,4}{3,14 * 0,3^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0,8m/s$

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 610,20}{3,14 * 1,2 * 3600}} \Rightarrow D_c = 0,424m$$

On pose $D_c = 0,400m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 610,20}{3,14 * 0,4^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1,34m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 400mm$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{30 * \left(\frac{610,2}{3600}\right)^2}{0,4^{5,3}} + \frac{1,5 * \left(\frac{203,4}{3600}\right)^2}{0,3^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,32m$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,10 * 0,32 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,36m$
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 2,2 + 0,3 - 10,04 + 0,24 + \frac{0,8^2}{2 * 9,81} + 0,36 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,90$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp}$$

$$h_{asp}^{adm} = 10,04 - 3 - 0,3 - 0,24 - \frac{0,8^2}{2 * 9,81} - 0,36 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 6,16m$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{\min} = 210,5 - 4,5 + 0,7 \Rightarrow \nabla_{\min} = 206,7mNGA$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 206,7 + (6,16) - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 212,56m$

V.10. Choix du moteur électrique

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 en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

On choisit les moteurs adéquats à partir du catalogue du constructeur "Leroy et Somer" et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

V.10.2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \dots\dots\dots(V-24)$$

Où:

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

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), $N_{mot} = 3500 \text{ tr/min}$.

V.10.3. Puissance fournie par le moteur

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

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

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

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

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 1$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$,

On prend : $\eta_m = 95 \%$.

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

Tableau V.7: Coefficient de correction en fonction de la puissance

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

A- Refoulement : SP 1 - Réservoir SP 2

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 79,3 %.
- La hauteur manométrique totale est : 137,11 m.
- Le débit d'une pompe est : $277,08 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$.
- La puissance absorbée de la pompe est : $469,98 \text{ Kw} \Rightarrow K = 1,05$.
- La puissance du moteur est :

$$AN : P_m = \frac{9810 * 277,08 * 10^{-3} * 137,11 * 1,05}{0,793 * 1 * 0,95} \Rightarrow P_m = 519,45 \text{ Kw.}$$

b) 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 (annexe V.6).

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau (V.8.a).

Tableau V.8.a : Type et caractéristiques des moteurs de la SP 1

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
LSPCB355LR	50	500	3663	94,9	0,88	1680

B- Refoulement : SP 2 - Réservoir SP 3**a) Puissance du moteur**

- Le rendement après réglage est : 76 %.
- La hauteur manométrique totale est : 76,62 m.
- Le débit d'une pompe est : $137,84 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$.
- La puissance absorbée de la pompe est : $136,32 \text{ Kw} \Rightarrow K = 1,08$.
- La puissance du moteur est :

$$\text{AN : } P_m = \frac{9810 * 137,84 * 10^{-3} * 137,11 * 1,08}{0,76 * 1 * 0,95} \Rightarrow P_m = 277,34 \text{ Kw.}$$

b) 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 (annexe V.6).

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau (V.8.b).

Tableau V.8.b : Type et caractéristiques des moteurs de la SP 2

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
LSPCB315LP2	50	280	2955	93,6	0,88	1139

C- Refoulement : SP 3 – château d'eau Sidi Slimane Haut**a) Puissance du moteur**

- Le rendement après réglage est : 82 %.
- La hauteur manométrique totale est : 38,47 m.
- Le débit d'une pompe est : $56,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$.
- La puissance absorbée de la pompe est : $25,84 \text{ Kw} \Rightarrow K = 1,25$.
- La puissance du moteur est :

$$\text{AN : } P_m = \frac{9810 * 56,5 * 10^{-3} * 38,47 * 1,25}{0,82 * 1 * 0,95} \Rightarrow P_m = 34,21 \text{ Kw.}$$

b) 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 (annexe V.6).

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau (V.8.c).

Tableau V.8.c : Type et caractéristiques des moteurs de la SP 3

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
PLS180L	50	37	2920	89	0,81	155

V.10.4. Encombrement des moteurs [9]

Il importe de connaître les dimensions et l'encombrement des moteurs, cela nous aidera à déterminer les dimensions du bâtiment de la station qui les abritera.

Les dimensions du bout d'arbre principal (Tableau V.9.a) et les dimensions principales de chaque moteur (Tableau V.9.b) de l'ensemble des stations de pompage sont tirées de la planche d'encombrement des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles (annexe V.7).

Tableau V.9.a : Dimensions du bout d'arbre principal

N° station	Type	2 pôles						
		F	GD	D	G	E	O	p
1	LSPCB355LR	22	14	90m6	76	170	20	65
2	LSPCB315LP2	20	12	75m6	67,5	140	20	65
3	PLS180L	14	9	40m6	42,5	110	16	36

Tableau V.9.b : Dimensions principales du moteur

N° station	Type	2 pôles												
		A	AB	B	BB	C	X	AA	K	HA	H	AC	e	LB
1	LSPCB355LR	610	680	630	780	254	43	120	27	30	355	744	296	1180
2	LSPCB315LP2	508	615	508	665	216	66	120	28	30	215	620	386	1112
3	PLS180L	279	344	279	323	121	22	60	14	30	180	360	127	527

V.11. Bâtiment de la station de pompage

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- choix du bâtiment
- partie souterraine
- partie supérieur (salle des machines, salle annexe)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompes résultants de ces conditions, d'où on a :

1. Bâtiments type Bloc ;
2. Bâtiments type bache sèche ;
3. Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
4. Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
5. Bâtiments type surface ;
6. Bâtiments type semi enterrée ;

V.11.1. choix du bâtiment

Tableau V.10 : Choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	Axiale noyée à axe verticale	Pompe centrifuge
Hauteur admissible a l'aspiration (m)	<0 (en charge)	<0 >0	<0 >0	>0 (en aspiration)
DH : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-N'importe	importante

On a donc un bâtiment de type Surface.

V.11.2. Partie supérieure du bâtiment

Le bâtiment est construit sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plate forme de montage et de démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle de commande où on trouve les armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- Une hauteur normalisée de la station de pompage (H_b : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)

- Une longueur du bâtiment $L_b = 3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots$
- Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12).
- Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.
- la plate forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.
- On note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :
 - Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
 - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2m.
 - La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

Dans la conception de notre station de pompage on préconise une station de pompage divisé en deux parties principales :

- la salle des pompes;
- les locaux techniques et d'exploitation.

V.11.3. Dimensionnement des bâtiments des stations

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

Vu l'égalité du nombre de groupes électropompes au niveau de toutes les stations de pompage et du moment que leurs longueurs et leurs largeurs sont à peu près les mêmes, les dimensions des bâtiments des stations de pompage seront elles aussi égaux.

Remarque

Les équipements dont le poids dépasse 100Kg doivent être placés sous le pont roulant.

V.11.3.1. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

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

Où :

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

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = h_1 + h_2$ (voir annexe. V.7) ;

A.N : $H_p = 350 + 400 \Rightarrow H_p = 750 \text{ mm}$

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3 \text{ m}$

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

A.N : $H_5 = 0,750 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,55 \text{ m}$;

H_6 : hauteur réservé à l'homme, $H_6 = 2,2 \text{ m}$;

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

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8 \text{ m}$;

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

A.N : $H_b = 1,75 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,35 \text{ m}$

Conclusion

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

V.11.3.2. Dimensions du bâtiment :

Puisque notre bâtiment n'as pas une forme rectangulaire classique la méthode du calcul de ces dimensions diffère.

a) Salle des Pompes :

Largeur :

Elle est donnée par la relation :

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

s : épaisseur du mur, s = 0,3 m ;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = l_1 = (20\grave{a}30)$ cm on prend 0,3m ;

l_2 : La distance entre les tubulures > 15 à 20cm on va prendre $l_2 = 18\text{cm} = 0,18\text{m}$

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

l_4 : Longueur des accessoires au refoulement.

Tel que

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

Où :

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 2,77$ m ;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 0,8$ m

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tasp} = 0,5$ m ;

l_c : longueur du convergent, $l_c = 0,65$ m ;

A.N: $l_3 + l_4 = 2,77 + 0,8 + 1,15 + 0,65 \Rightarrow l_3 + l_4 = 5,47$ m.

A.N: $l_b = 0,3 + 0,18 + 5,47 + 0,3 \Rightarrow l_b = 6,25$ m.

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **6,5 m**.

Longueur :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

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

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

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

L_{pe} : longueur de la pompe, $L_{pe} = a + f$ (voir figure V.6) ;

A.N: $L_{pe} = 452 + 594 \Rightarrow L_{pe} = 1046$ mm ;

L_m : longueur du moteur, $L_m = CA + B + C + E$ (voir figure V.7.b) ;

A.N: $L_m = 620 + 508 + 216 + 386 \Rightarrow L_m = 1482$ mm

A.N : $L = 1046 + 1730 \Rightarrow L = 2776$ mm, soit: $L = 2,776\text{m}$.

$L = 4 * 2,776 \Rightarrow L = 11,104$ m.

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

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

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 4$ 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 : $L_p = 4$ m ;

A.N : $L_b = 11,10 + 3*1,2 + 4 + 3 \Rightarrow L_b = 21$ m.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **21 m**.

b) Les locaux techniques et d'exploitation :

• Largeur :

Il est de forme L et sa surface sera répartie ainsi :

1. L'armoire de commande, les cellules et le groupe électrogène seront mis ensemble dans des pièces avoisinantes :

La largeur sera de : $l = l_{armoire} + l_{groupe} + 2s$

$$l = 2 + 2 + 2*0.5$$

On prend

$$l_1 = 5$$
 m

2. Le local des cellules, le local des batteries de condensateur, bureau, le local sanitaire, un hall d'accès, un magasin et atelier seront assemblés dans des pièces avoisinantes on préconise une largeur de **7 m** afin d'espacer les pièces.

• Longueur :

Le local des cellules, le local des batteries de condensateur, bureau, le local sanitaire, un hall d'accès, un magasin et atelier. On préconise une longueur de 12,38 m.

Les détails du plan de la station de pompage (SPN°02) seront livrés dans la planche N°4.

V.12. Protection de l'adduction contre le phénomène transitoire : [1]

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui se manifeste lors d'une modification d'un régime d'écoulement existant. Les causes les plus fréquentes provoquant cette modification sont les suivantes :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir.
- Démarrage d'une pompe ou plusieurs pompes.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

V12.1. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier [3]

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 :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots(V-32)$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) .

V.12.2. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Un réservoir anti-bélier sera installé sur la conduite de refoulement pour protéger cette conduite. Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier, Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

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

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

V.12.3. Calcul des réservoirs d'air

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

✓ **Méthode de VIBERT**

La méthode de **VIBERT** donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

✓ **Méthode de BERGERON**

La méthode de **BERGERON** est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations

V.12.4. Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT:

➤ Pour un fonctionnement normal on a :

Le volume d'air U_0 dans la cloche est donné par la formule suivante:

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \dots\dots\dots (V-33)$$

Avec :

L : longueur de la conduite à protéger(m) ;

S : section de la conduite à protéger (m²);

V_0 : vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement

g: l'accélération de pesanteur.

Z_0 : la pression absolue au refoulement en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = Hg + 10 \dots\dots\dots (V-34)$$

Avec :

Hg : la hauteur géométrique(m).

Et en posant : $h_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0}$

On aura :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \dots\dots\dots (V-35)$$

➤ Dans le cas de coup de bélier :

✓ La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \dots\dots\dots (V-36)$$

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

g: l'accélération de pesanteur.

✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \dots\dots\dots (V-37)$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s), calculée par la formule de **SALAH. B** pour les conduites enterrées.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \dots\dots\dots (V-37)$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s).

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \cdot 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 3 \cdot 10^9$ pour la fonte.

E_s : module de Young du sol ; $E_m = 2 \cdot 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau ; $\nu_m = 0,3$ (fonte),

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s = 0,33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m);

a : rayon intérieur de la conduite (m).

On a:

$$\left. \begin{aligned} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe V.8})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Application

✓ Les données de base

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau V.11: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	Fonte	800	0,502	1,65	3548	122
SP 2	Fonte	600	0,282	1,46	4380	58,5
SP 3	Fonte	400	0,125	1,35	115	37,92

✓ Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité C sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau V.12: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E_s (Pa) (*10 ⁸)	E_m (Pa) (*10 ⁹)	e_m (m)	C (m/s)
SP 1	2.07	1000	0,4	0,3	0,33	2	3	0,0117	399,955
SP 2	2.07	1000	0,3	0,3	0,33	2	3	0,0099	403,277
SP 3	2.07	1000	0,2	0,3	0,33	2	3	0,0081	409,666

✓ **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 V.13: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

N° de station	Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	h_0	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	Volume normalisé (Litre)
SP 1	132	203,41	1,65	0,13876	0,001	1,54	0,013	0,69	23,17	33,58	34000
SP 2	68,5	146,58	1,46	0,10864	0,0016	1,78	0,0095	0,62	11,76	18,97	19000
SP 3	47,92	108,78	1,35	0,09289	0,0019	2,27	0,01	0,56	0,14	0,26	3000

V.12.5. Installation du réservoir d'air

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

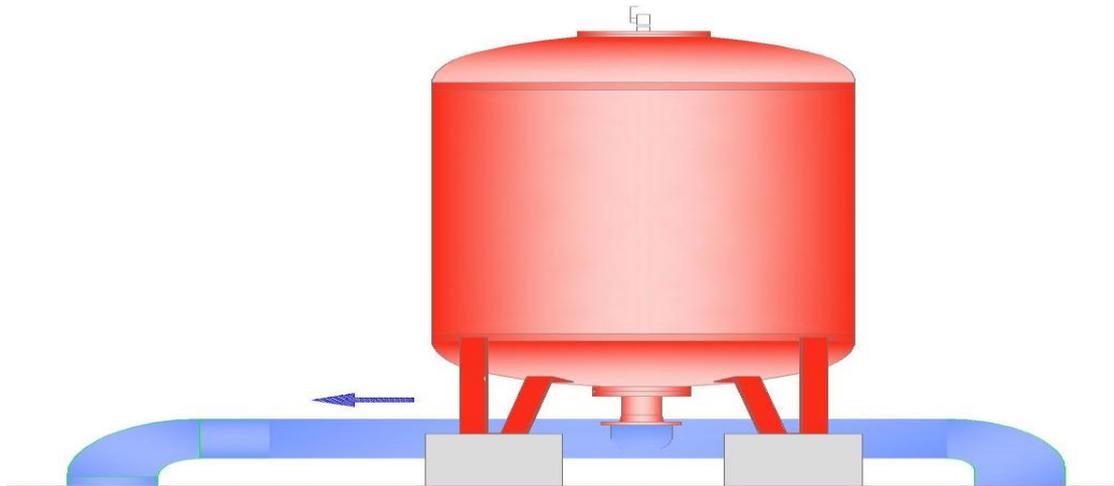


Figure V.7 : Schéma d'installation du réservoir d'air

Conclusion

Vu la variation de la hauteur manométrique appelée et du débit demandé, les groupes électropompes des trois stations de pompage sont de caractéristiques hydro-électriques différentes.

Les pompes toutes de marque KSB, type Multitec et de classe A (aspiration axiale et refoulement radiale), sont des monocellulaires et multicellulaires à axe horizontal.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs de marque LEROY SOMER, asynchrones triphasés monovitesse avec un rotor en court circuit CAG.

Afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie de station de pompage, d'un réservoir d'air la capacité de ces réservoirs de chaque station est sont:

- Volume total SP1: $U_T = 34000$ L
- Volume total SP2: $U_T = 19000$ L.
- Volume total SP3: $U_T = 3000$ L

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus.

VI.1. Fonctions des réservoirs [3]

Au cours de même journée le débit d'apport d'eau est uniforme, alors que celui de la distribution est variable dans le temps. Le but est de réaliser une liaison entre ces deux régimes.

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.

✓ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.

✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- panne électrique ;
- remplacement d'une pompe ;
- accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.

✓ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

✓ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.

✓ Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

VI.2. Prescriptions sanitaires [3]

Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

✓ Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.

✓ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.

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

VI.3. Classification des réservoirs [4]

➤ **Types de réservoirs :**

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu.

-La position par rapport au terrain naturel :

- ✓ sur sol ;
- ✓ enterrés ;
- ✓ semi-enterrés ;
- ✓ sur tour.

-Le matériau de construction : Ils peuvent être réalisés :

- ✓ en maçonnerie ;
- ✓ en béton ordinaire ou précontraint ;
- ✓ en acier pour de petites capacités.

-Selon la forme de la cuve :

✓ Rectangulaire ou carrée: elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

✓ Circulaire: elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

- ✓ Comme on trouve par fois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, conique,...)

- Selon leur usage :

- ✓ Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
- ✓ Réservoirs d'équilibres (tampon) ;
- ✓ Réservoirs de transits.

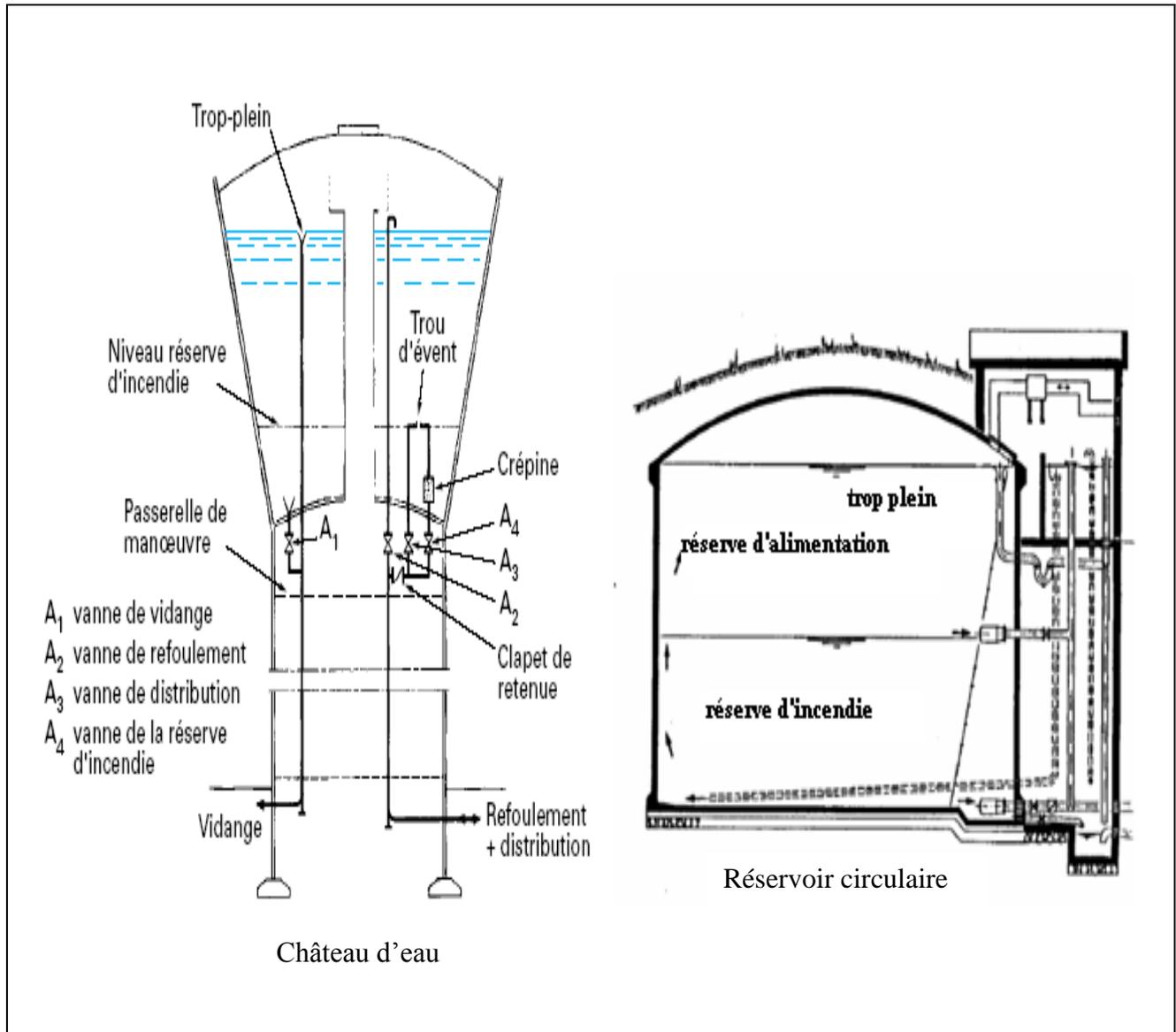


Figure VI.1 : quelques types de réservoir

- **De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir**
 - ✓ Conditions topographiques de la région à desservir ;
 - ✓ Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer ;
 - ✓ Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.
- **Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :**
 - ✓ Les facteurs économiques ;
 - ✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
 - ✓ Les possibilités d'adaptation au réseau ;
 - ✓ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

VI.4. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Le choix d'emplacement d'un réservoir doit permettre d'assurer aux usagers une pression suffisante au moment des débits de pointe.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.

Les figures suivantes illustres les différents emplacements

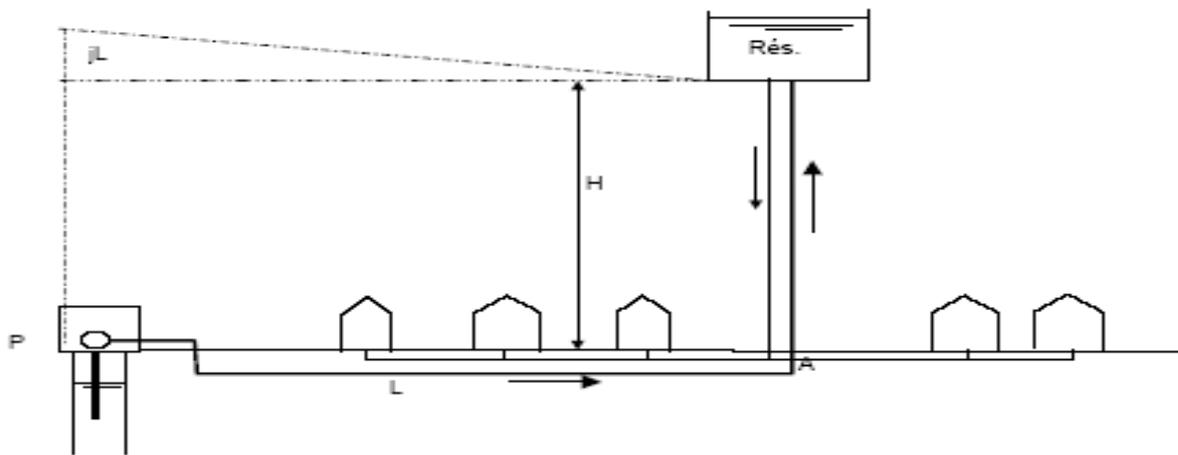


Figure VI.2 : *Le réservoir se situe à l'intérieur de l'agglomération*

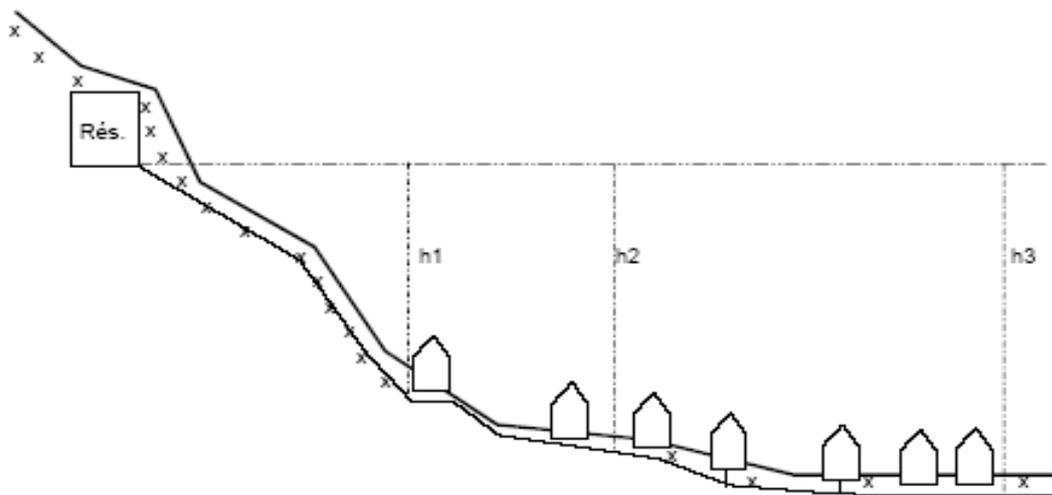


Figure VI.3 : *Le réservoir se situe loin de l'agglomération*

Dans notre cas :

- ✓ les réservoirs de transit de la station de pompage N°1 doivent être implantés d'une manière à mettre les pompes en charge et à avoir des travaux de terrassement les plus réduits pour le calage des pompes.
- ✓ le réservoir de la station de pompage N° 2 est à la fois de transit et d'accumulation, il doit être implanté d'une manière à mettre les pompes en charge, à avoir des travaux de terrassement les plus réduits pour le calage des pompes et à desservir gravitairement à la zone de distribution de Birtouta.
- ✓ le réservoir de la station de pompage N°3 doit être implanté à une côte permettant l'alimentation gravitaire le réservoir Ouled Belhadj, à alimenter gravitairement Baba Ali, khraicia et mettre la pompe en charge qui alimenter le château d'eau de Sidi Slimane Haut.

VI.5. Capacités des réservoirs

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- ✓ La méthode analytique ;
- ✓ La méthode graphique.

VI.5.1. Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

$$V_r = \frac{a * Q_{max,j}}{100} \quad (m^3) \quad \dots\dots\dots (VI-1.a)$$

- V_r : capacité résiduelle (m^3),
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- $Q_{max j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

Et le volume total sera :

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

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

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

Détermination du résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

VI.5.2. 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 extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

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

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

$$V_r = \frac{Q_{max.j} * R_{max}}{100} \quad (\text{m}^3) \dots\dots\dots (VI-1.b)$$

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (VI.2)$$

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

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

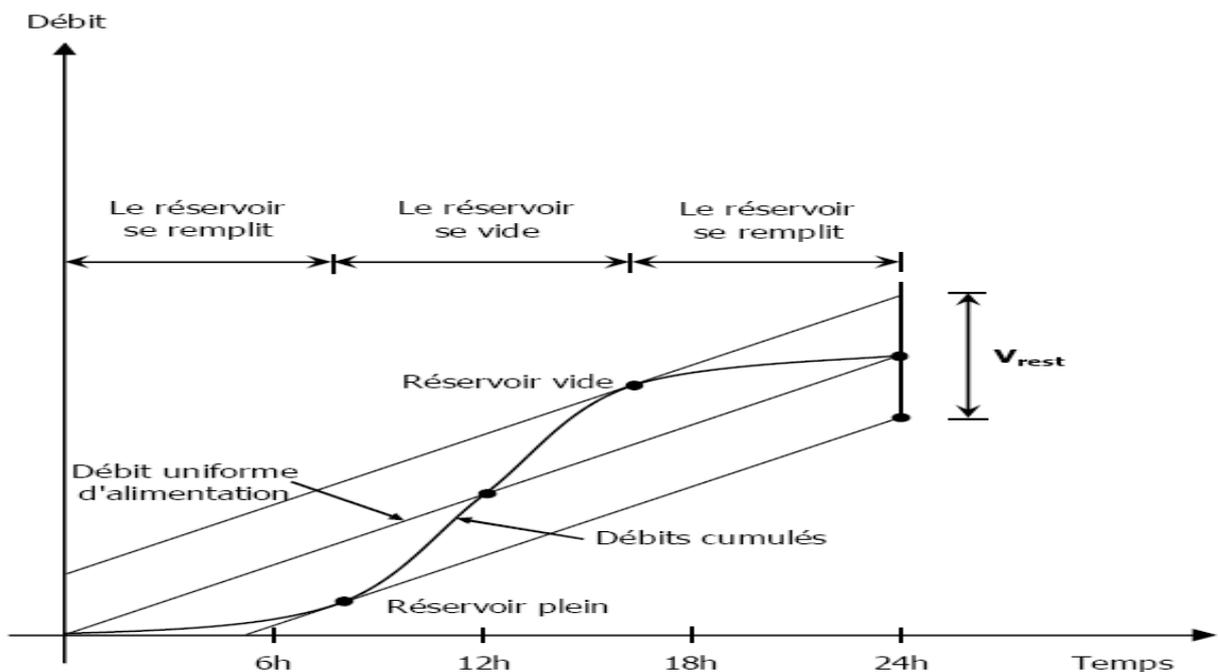


Figure VI.4 : Méthode graphique

VI.5.3. Calcul des capacités des réservoirs:

Nous rappelons que le débit à véhiculer par le système d'adduction est de **65836,52 m³/j**. Ce débit est refoulé successivement par trois stations de pompage pour atteindre les réservoirs

Les stations de reprise sont équipées pour un régime de fonctionnement variable pour la 1ere et la 3eme 22/24h et pour la 2eme 20h/24 et ce pour éviter le coup élevé de l'énergie durant les heures de pointe. Les réservoirs à dimensionner dans notre cas, sont des réservoirs de transit au niveau des stations de pompes, et des réservoirs terminaux au niveau de chaque localité.

VI.5.3.1. Réservoirs de transit**a) Station de pompage N°1**

La station de pompage N°1 sera dotée d'un réservoir de transit qui reçoit l'eau venant gravitairement. Avant d'être refoulée vers le réservoir de la station de pompage N°2. Raccordement de la bache d'aspiration Ali Bouhadja à la conduite 42" (DN1050 AC) existante de la liaison SPIK-MAZAFRAN, par une conduite D800 en fonte ductile sur un linéaire de 1200 m.

La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les deux heures de l'arrêt de la station de pompage N°1 et sa restitution progressive pendant les vingt deux heures de son fonctionnement.

✓ Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

La capacité totale du réservoir est telle que :

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

V_t : capacité totale du réservoir de transit (m³) ;

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de **17 l/s**

(C'est un volume minimum) ;

V_r : capacité résiduelle (m³),

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

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

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

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m³/j).

Tableau VI.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de pompage N°1

Heure	Arrivée à la SR1	Refoulement de la SRI	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	4,55	--	0,38	6,06
1-2	4,17	4,55	--	0,38	5,68
2-3	4,17	4,55	--	0,38	5,30
3-4	4,17	4,55	--	0,38	4,92
4-5	4,17	4,55	--	0,38	4,55
5-6	4,17	4,55	--	0,38	4,17
6-7	4,17	4,55	--	0,38	3,79
7-8	4,17	4,55	--	0,38	3,41
8-9	4,17	4,55	--	0,38	3,03
9-10	4,17	4,55	--	0,38	2,65
10-11	4,17	4,55	--	0,38	2,27
11-12	4,17	4,55	--	0,38	1,89
12-13	4,17	4,55	--	0,38	1,52
13-14	4,17	4,55	--	0,38	1,14
14-15	4,17	4,55	--	0,38	0,76
15-16	4,17	4,55	--	0,38	0,38
16-17	4,17	4,55	--	0,38	0,00
17-18	4,17	0,00	4,17	--	4,17
18-19	4,17	0,00	4,17	--	8,33
19-20	4,17	4,55	--	0,38	7,95
20-21	4,17	4,55	--	0,38	7,58
21-22	4,17	4,55	--	0,38	7,20
22-23	4,17	4,55	--	0,38	6,82
23-24	4,17	4,55	--	0,38	6,44
Total	100%	100%	8,33%	8,33%	--

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{8,33 * 65836,52}{100} \Rightarrow V_r = 5484,18 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 5484,18 \Rightarrow V_t = 6000 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 2 * 3000 \text{ m}^3$.

On opte pour deux réservoirs jumelés de capacité de **3000 m³** chacun.

b) Station de pompage N°2

La station de pompage N°2 sera dotée d'un réservoir qui reçoit l'eau venant par refoulement de la station de pompage N°1 avant d'être refoulée vers le réservoir de la station de pompage N°3 et alimentant gravitairement la zone Birtouta.

La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les quatre heures de l'arrêt de la station de pompage N°2 et sa restitution progressive pendant les vingt heures de son fonctionnement.

✓ **Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique**

Tableau VI.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de pompage N°2

Heure	Arrivée à la SR2	Départ vers Birtouta haut	Départ vers Birtouta bas	Départ de réservoir SR2	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%	%	%
0-1	4,54	2,26	2,28	4,54	--	--	4,52
1-2	4,54	2,26	2,28	4,54	--	--	4,52
2-3	4,54	2,26	2,28	4,54	--	--	4,52
3-4	4,54	2,26	2,28	4,54	--	--	4,52
4-5	4,54	2,26	2,28	4,54	--	--	4,52
5-6	4,54	2,26	2,28	4,54	--	--	4,52
6-7	4,55	2,26	2,29	4,55	--	--	4,52
7-8	4,55	2,26	2,29	4,55	--	--	4,52
8-9	4,55	2,26	2,29	4,55	--	--	4,52
9-10	4,55	2,26	2,29	4,55	--	--	4,52
10-11	4,56	2,27	2,29	4,56	--	--	4,52
11-12	4,56	2,27	2,29	4,56	--	--	4,52
12-13	4,55	2,26	2,28	4,54	0,01	--	4,53
13-14	4,55	2,26	2,28	4,54	0,01	--	4,54
14-15	4,55	2,26	2,28	4,54	0,01	--	4,55
15-16	4,55	2,26	2,28	4,54	0,01	--	4,56
16-17	4,54	2,26	2,28	4,54	--	--	4,56
17-18	0,00	0	2,28	2,28	--	2,28	2,28
18-19	0,00	0	2,28	2,28	--	2,28	0,00
19-20	4,54	0	2,28	2,28	2,26		2,26
20-21	4,54	0	2,28	2,28	2,26		4,52
21-22	4,54	2,26	2,28	4,54	--	--	4,52
22-23	4,54	2,26	2,28	4,54	--	--	4,52
23-24	4,54	2,26	2,28	4,54	--	--	4,52
Total	100%	45,22%	54,78%	100%	4,56%	4,56%	--

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{4,56 * 65836,52}{100} \Rightarrow V_r = 3002,14 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 3002,14 + 120 \Rightarrow V_t = 3122,14 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 4000 \text{ m}^3$.

On opte pour deux réservoirs jumelés de capacité de **2000 m³** chacun.

C) Station de pompage N°3

La station de pompage N°3 sera dotée d'un réservoir qui reçoit l'eau venant par refoulement de la station de pompage N°2 avant d'alimenter gravitairement Baba Ali, le réservoir Ouled belhadj, khraicia et refouler le reste du débit vers le château d'eau de Sidi Slimane Haut.

✓ Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Tableau VI.3: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de pompage N°3

Heure	Arrivée	Départ	Départ	Départ	Départ	Départ	Surplus	Déficit	Cumul
	à	vers le	vers	Vers le	vers	de			
	la	château	Baba	Réservoir	Khraicia	réervoir			
	SR3	d'eau	Ali	ouled		SR3			
	%	%	%	%	%	%	%	%	%
0-1	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	2,70
1-2	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	3,38
2-3	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	4,05
3-4	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	4,73
4-5	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	5,40
5-6	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	6,08
6-7	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	6,75
7-8	5	2,05	0,985	0,89	0,50	4,43	0,57	--	7,33
8-9	5	2,05	0,985	0,89	0,53	4,46	0,55	--	7,87
9-10	5	2,05	0,985	0,79	0,53	4,36	0,65	--	8,52
10-11	5	2,05	0,985	0,79	0,52	4,35	0,65	--	9,17
11-12	5	2,05	0,985	0,79	0,52	4,35	0,65	--	9,83
12-13	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	10,50
13-14	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	11,18
14-15	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	11,85
15-16	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	12,53
16-17	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	13,20
17-18	0	0,00	0,985	0,79	0,50	2,28	--	2,03	11,17
18-19	0	0,00	0,985	0,79	0,50	2,28	--	2,03	9,14
19-20	0	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33		4,33	4,82
20-21	0	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33		4,33	0,00
21-22	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	0,68
22-23	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	1,35
23-24	5	2,05	0,985	0,79	0,50	4,33	0,68	--	2,03
Total	100%	45,10%	23,64%	19,16%	12,10%	100%	13,20%	1271%	--

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{13,20 * 29774,51}{100} \Rightarrow V_r = 3930,23 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 3930,23 + 120 \Rightarrow V_t = 4050,23 \text{ m}^3$

- La capacité normalisée sera : $V_n = 4500 \text{ m}^3$.

Remarque :

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de 1500 m^3 , alors que le volume calculé est estimé à 4500 m^3 , donc la capacité existante n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040. C'est la présence d'un déficit de $2910,23 \text{ m}^3$. Pour cela on recommande de projeter un réservoir jumelé de capacité $2 \times 1500 \text{ m}^3$, qui joue le rôle d'un réservoir d'équilibre en même temps.

VI.5.3.2 Réservoir de Sidi Slimane Haut

Son alimentation sera assurée par une conduite de refoulement à partir de la station de pompage N°3. Le départ sera assuré par une colonne vers le réseau de distribution

➤ **Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique**

Tableau VI.4: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Sidi Slimane Haut

Heure	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4,55	3	1,55	--	2,79
1-2	4,55	3,2	1,35	--	4,14
2-3	4,55	2,5	2,05	--	6,18
3-4	4,55	2,6	1,95	--	8,13
4-5	4,55	4,5	0,05	--	8,17
5-6	4,55	4,1	0,45	--	8,62
6-7	4,55	4,5	0,05	--	8,66
7-8	4,55	4,9	--	0,35	8,31
8-9	4,55	4,9	--	0,35	7,95
9-10	4,55	4,6	--	0,05	7,90
10-11	4,55	4,8	--	0,25	7,65
11-12	4,55	4,7	--	0,15	7,49
12-13	4,55	4,4	0,15	--	7,64
13-14	4,55	4,1	0,45	--	8,08
14-15	4,55	4,2	0,35	--	8,43
15-16	4,55	4,4	0,15	--	8,57
16-17	4,55	4,3	0,25	--	8,82
17-18	--	4,1	--	4,10	4,72
18-19	--	4,5	--	4,50	0,22
19-20	4,55	4,5	0,05	--	0,26
20-21	4,55	4,5	0,05	--	0,31
21-22	4,55	4,8	--	0,25	0,05
22-23	4,55	4,6	--	0,05	0
23-24	4,55	3,3	1,25	--	1,25
Total	100%	100%	10,08%	10,08%	--

Le débit Q_{maxj} arrivant à ce réservoir est de : $Q_{maxj} = 13424,49 \text{ m}^3/\text{j}$

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{8,82 * 13424,49}{100} \Rightarrow V_r = 1184,04 \text{ m}^3$
 - La capacité totale sera : $V_t = 1184,04 + 120 \Rightarrow V_t = 1304,04 \text{ m}^3$
 - La capacité normalisée sera : $V_n = 1500 \text{ m}^3$.
- On opte pour un réservoir simple de capacité de 1500 m^3 chacun.

IV.5.4.3 Réservoir d'Ouled belhadj

Le réservoir d'Ouled Belhaj, reçoit l'eau gravitaire par le réservoir Sidi Slimane et assurera gravitairement l'alimentation en eau potable de cette zone de distribution.

➤ Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Tableau VI.5: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ouled Belhadj

Heure	Apports	Distribution	Surplus	Déficit	Résidus
	%	%	%	%	%
0-1	4,17	1,5	2,67	--	10,27
1-2	4,17	1,5	2,67	--	7,6
2-3	4,17	1,5	2,67	--	4,93
3-4	4,17	1,5	2,67	--	2,26
4-5	4,17	2,5	1,67	--	0,59
5-6	4,17	3,5	0,67	--	0
6-7	4,17	4,5	--	0,33	0,33
7-8	4,17	5,5	--	1,33	1,66
8-9	4,17	6,25	--	2,08	3,74
9-10	4,17	6,25	--	2,08	5,82
10-11	4,17	6,25	--	2,08	7,9
11-12	4,17	6,25	--	2,08	9,98
12-13	4,17	5	--	0,83	10,81
13-14	4,17	5	--	0,83	11,64
14-15	4,17	5,5	--	1,33	12,97
15-16	4,17	6	--	1,83	14,8
16-17	4,17	6	--	1,83	16,63
17-18	4,17	5,5	--	1,33	17,96
18-19	4,17	5	--	0,83	18,79
19-20	4,17	4,5	--	0,33	19,12
20-21	4,17	4	0,17		18,95
21-22	4,17	3	1,17	--	17,78
22-23	4,17	2	2,17	--	15,61
23-24	4,17	1,5	2,67	--	12,94
Total	100%	100%	19,12%	19,12%	--

Le débit Q_{maxj} arrivant à ce réservoir est $Q = 5705,66 \text{ m}^3/\text{j}$.

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,12 * 5705,66}{100} \Rightarrow V_r = 1090,92 \text{ m}^3$

- La capacité totale sera : $V_t = 1090,92 + 120 \Rightarrow V_t = 1210,92 \text{ m}^3$
 La capacité normalisée sera : $V_n = 1500 \text{ m}^3$

Remarque :

La capacité totale du réservoir d'eau existant est de 1500 m^3 , alors que le volume calculé est estimé à 1500 m^3 , donc la capacité existante suffisante pour satisfaire les besoins d'eau pour l'horizon 2040

IV.5.4. Forme des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à $10\,000 \text{ m}^3$, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs terminaux.

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

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \dots\dots\dots (VI-3)$$

- V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;
- S : section du réservoir (m^2) ;
- D : diamètre de la cuve (m) ;
- h : hauteur utile optimale d'eau (m), $3 < h < 6 \text{ m}$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

AN:
$$h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \dots\dots\dots (VI-4)$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

AN:
$$S = \frac{V}{h} \dots\dots\dots (VI-5)$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \dots\dots\dots (VI-6)$$

Avec :

- H : hauteur totale du réservoir (m) ;
- h : hauteur d'eau (m);
- R : revanche (m),

- La hauteur de la réserve d'incendie :

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

AN :
$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots\dots (VI-7)$$

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

Tableau VI.6: Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoir	type		capacité	H	h	h _{inc}	D
			(m ³)	(m)	(m)	(m)	(m)
SP N°1	jumelés	projeté	2*3000	5	4,87	--	28
SP N°2	jumelés	projeté	2*2000	4,5	4,07	0,3	25
SP N°3	jumelés	éxistant	1500	4,5	--	--	--
		projeté	2*1500	4,5	4,33	0,8	21
Sidi Slimane Haut	château d'eau	projeté	1500	7	6,61	0,52	17
ouled belhadj	simple	éxistant	1500	4,5	--	--	--

VI.6. Equipements des réservoirs

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

- ✓ D'une conduite d'arrivée ;
- ✓ D'une conduite de départ ;
- ✓ D'une conduite de vidange ;
- ✓ D'une conduite de trop plein ;
- ✓ D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie ;
- ✓ D'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de manœuvre (figure VI.4).

VI.7. Matérialisation de la réserve d'incendie

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

VI.7.1. Système à deux prises

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. A l'aide d'un té, ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

VI.7.2. Système à siphon

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un événement et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de conduite entre les deux bouts du siphon.

- Conclusion: Dans notre cas, on opte pour le système à deux prises pour les réservoirs jumelés (voir planche N° 5) et le système à événement pour les réservoirs simples.

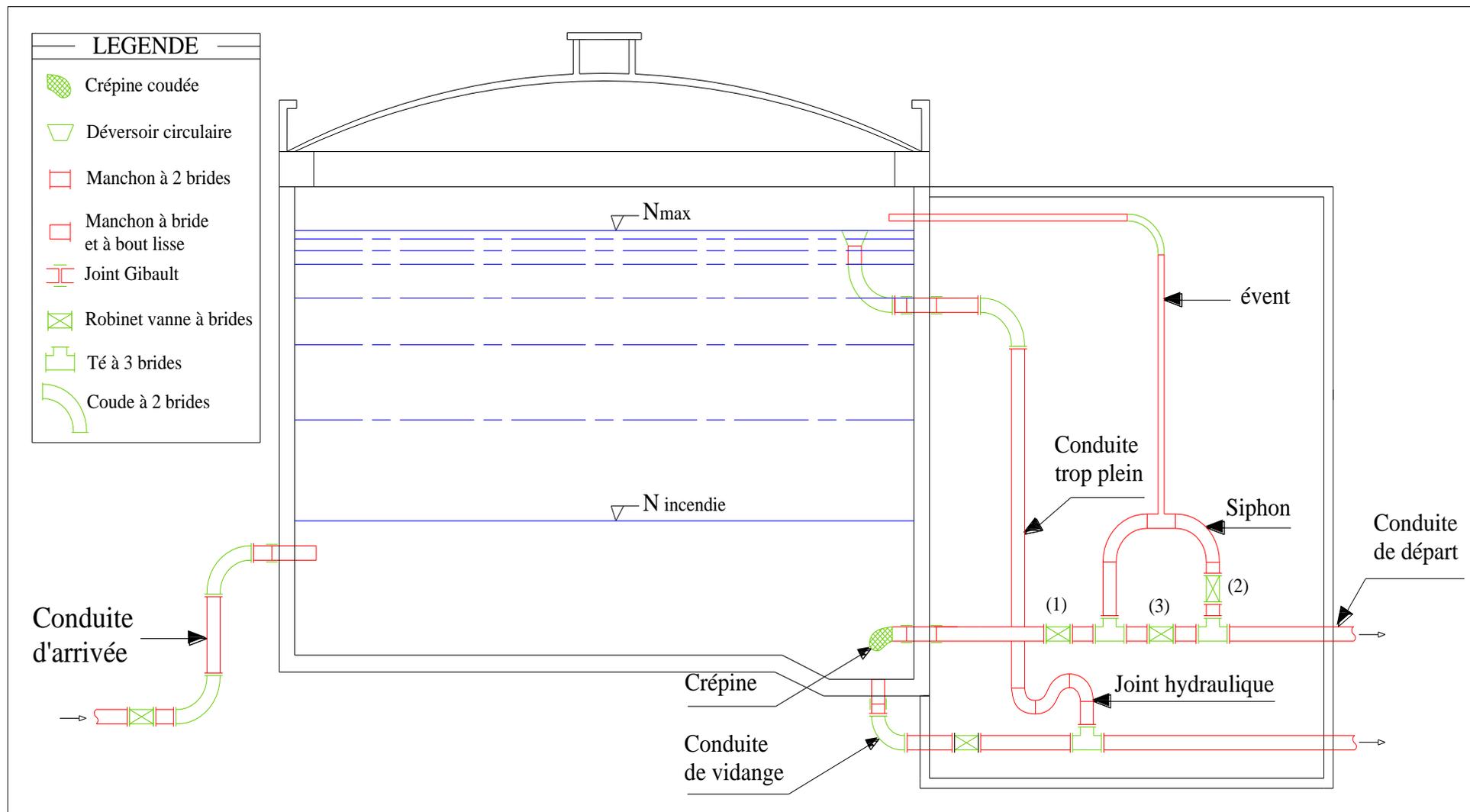


Figure VI.5: Equipements du réservoir.

VI.8. Traversée des conduites dans les parois de la cuve

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

➤ **1^{er} cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure VI.6).

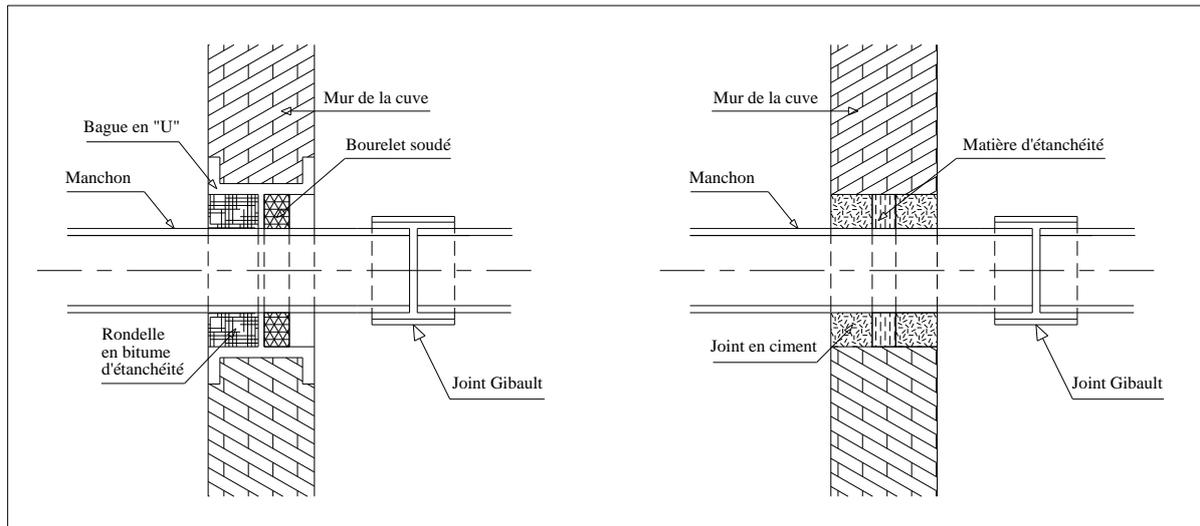


Figure VI.6: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

2^{ème} cas : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure VI.7).

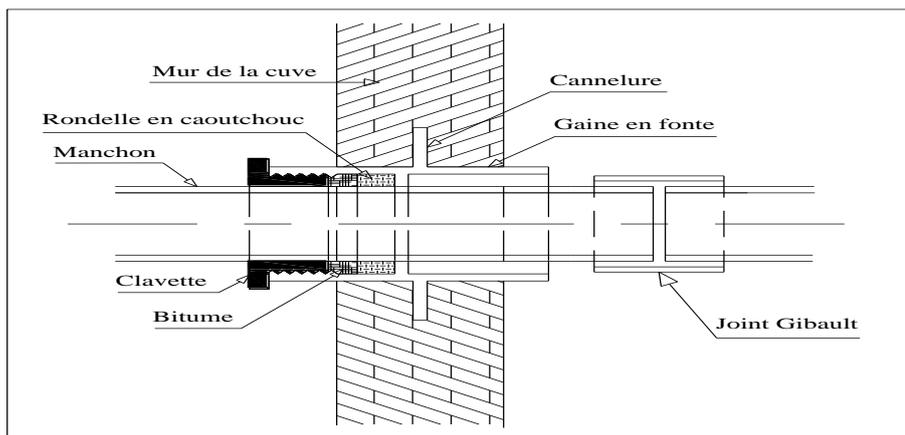


Figure VI.7: Traversée des conduites
(Gaine en fonte)

Conclusion

Les capacités des réservoirs déterminés précédemment garantiront l'alimentation en eau potable des localités en question. Néanmoins, les réservoirs existants seront jumelés avec D'autres réservoirs pour accomplir cette garantie.

Introduction

A la fine de notre étude consiste à étudier l'ensemble des opérations concernant les stations de pompage et la conduite d'adduction et d'assurer que le travail se fait dans un ordre correct, sans retard aussi économique ainsi que le choix des engins convenable pour réaliser ces opérations.

VII.1. Différents travaux à entreprendre

VII.1.1. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

a) Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale. L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.

b) Exécution des fouilles

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{m}^3$

c) Coulage du béton de propreté

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

d) Remblayage

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

e) Coulage du béton

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux,

Les demis -poteaux et semelles nécessite une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite une pompe à béton.

f) Maçonnerie

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VII.1.2. Travaux concernant l'adduction

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais sera posé sur un coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

c) Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

d) Pose des conduites

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

e) Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

f) Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs

Dans la zone d'étude nous avons à construire trois réservoirs sont jumelés deux à deux. Et un château d'eau, 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 de la station de pompage

Les dimensions de la station de pompage sont :

- La salle des pompes est de longueur $L=21\text{m}$ et de largeur $l=6,5$.
- La salle des locaux technique est de longueur $=12,38\text{m}$ et de largeur $=7\text{m}$.
- 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 $h = 5,4\text{m}$.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7cm .
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,15\text{m}$.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,40\text{m}$ et une épaisseur de $0,30\text{m}$.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 18 semelles et 18 fouilles. (Voir la vue en plan planche N°6).

a) Calcul du volume de décapage

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$[(21,9+2*0,55) * (13,5+2*0,55)]*0,10 = 33,58\text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à **34 m^3**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant de trois, alors le volume total de décapage de ces stations est de : $34 * 3$ soit : **102 m^3**

b) Calcul du volume des déblais

La fouille ayant le volume de $1,5*1,5*1,5\text{m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de $3,375\text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 18, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **$60,75\text{ m}^3$** .

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total des déblais de ces stations est de : $60,75* 3$ soit : **$121,25\text{ m}^3$**

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 $0,225\text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 18, le volume total du béton de propreté est de **$4,05\text{m}^3$**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total du béton de propreté de ces stations est de : $3 * 4,05$ soit : **$12,15\text{ m}^3$**

d) Calcul du volume de béton armé

Les éléments des stations de pompage dont le béton armé est le matériau de construction sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII.1.a: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,4	18	16,2
avants poteaux	0,3	0,3	0,7	18	1,13
poteaux	0,3	0,3	5,4	18	8,74
ceintures inf, sup long.	21	0,3	0,4	2	10,08
	12,38			2	5,94
ceintures sup, inf larg.	6	0,3	0,4	6	8,64
	7			3	5,04
dalle supérieure, inférieure	21	6,5	0,07	1	19,11
	12,38	7		1	12,13
TOTAL :					87,02

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total du béton armé de ces stations est de : $3 * 87,02$ soit : **261,08 m³**.

e) Calcul du volume du remblai compacté

$V_0 = 3,375\text{m}^3$, est le volume d'une fouille.

$V_1 = 0,225\text{m}^3$, est le volume occupé par le béton de propreté.

$V_2 = 0,063\text{m}^3$ est le volume occupé par le demi – poteau.

$V_2 = 0,9 \text{ m}^3$, est le volume occupé par la semelle.

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3,375 - (0,225 + 0,9 + 0,063) = 2,187\text{m}^3$$

Donc pour 12 semelles $V = 2,187 \times 18 = 39,36\text{m}^3$

$$\mathbf{V = 39,36\text{m}^3}$$

Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de $4 * 5,9 * 0,6 * 5 + 11,7 * 6,4$ soit : **216,48 m³**

Le volume total du remblai compacté est de $255,84\text{m}^3$, on majorera ce chiffre à **256 m³**

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors le volume total du remblai compacté de ces stations est de : $3 * 256$ soit : **768 m³**

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions $30 * 20 \text{ cm} * \text{cm}$.

• La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles : $[((21 * 5,4) + (12,38 * 5,4)) * 2] - (7 * 1,6 * 1,9) + [((6,5 * 5,4) + (7 * 5,4)) * 2] - ((3,3 * 1,6) + (2,5 * 1,69) + (2,82 * 3))$ soit : **458,6 m²**

• La surface unitaire (surface d'une brique) étant de $0,06\text{m}^2$ ($0,30 * 0,20$), la quantité de brique pour la maçonnerie est de $7643,25$ briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **7644 briques**, et puisque le mur est en double cloison donc le nombre exact est de **15287 briques**.

Conclusion

Le nombre de station de pompage étant trois, alors quantité totale de la brique de ces stations est de : $3 * 15287$, soit : **45860 m³**

Tableau VII.1.b : Volumes de travaux d'une seule station de pompage

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	34
2	Excavation	m ³	60,75
3	Remblais compacté	m ³	256
4	Béton de propreté	m ³	4,05
5	Béton armé semelle	m ³	16,2
6	Béton armé demi poteaux	m ³	1,13
7	Béton armé poteaux	m ³	8,74
8	Béton armé ceintures inf et sup. long	m ³	16,02
9	Béton armé ceintures inf et sup. larg	m ³	13,68
10	Béton légèrement armé (chape inférieure et la dalle)	m ³	31,24
11	Maçonnerie (briquetage)	m ³	15287

VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

a) Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure VII.1).

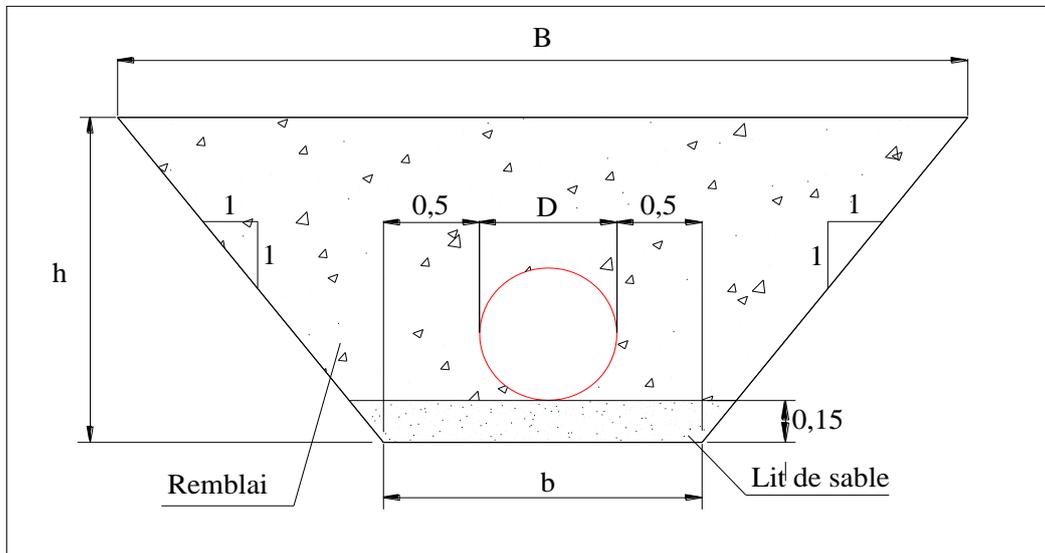


Figure VII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite

Sachant que :

$$S_{exc} = \frac{b + B}{2} * h \dots\dots\dots (VII-1)$$

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 ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \dots\dots\dots (VII-2)$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

Tableau VII.2.a : Calcul du volume des déblais

Tronçon	D (m)	b (m)	B (m)	h (m)	S_{exc} (m ²)	L (m)	V_{exc} (m ³)
Point de piquage - SPN°1	0,8	1,8	5,4	1,8	6,48	1200	7 776
SPN°1 - SPN°2	0,8	1,8	5,4	1,8	6,48	3548	22 991,04
SPN°2 - SPN°3	0,6	1,6	4,8	1,6	5,12	4380	22 425,6
SPN°3 – château d'eau	0,4	1,4	4,2	1,4	3,92	80	313,6
R, Sidi Slimane	0,45	1,45	4,35	1,45	4,205	402,27	1691,55
R, Ouled Belhadj	0,4	1,4	4,2	1,4	3,92	252,73	990,70
						Total	56188,49

Donc le volume total des déblais est de : **56 188,49 m³**

b) Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur (Voir figure VII.1)

$$V_s = b * e * L \dots\dots\dots (VII-3)$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

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 VII.2.b.

Tableau VII.2.b : Calcul du volume du lit de sable

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V (m ³)
Point de piquage - SRN°1	1,8	0,15	1200	324
SPN°1 - SPN°2	1,8	0,15	3548	957,96
SPN°2 - SPN°3	1,6	0,15	4380	1051,2
SPN°3 – château d'eau	1,4	0,15	80	16,8
R, Sidi Slimane - R, Ouled Belhadj	1,45	0,15	655	142,46
			Total	2492,42

Donc le volume du lit de sable est : **$V_s = 2 492,42 \text{ m}^3$**

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.

$$S_c = \frac{\pi.D^2}{4} \dots\dots\dots (VII-4)$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \dots\dots\dots (VII-5)$$

V_c : volume de la conduite (m^3) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le VII.2.c.

Tableau VII.2.c : Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (m)	S _c (m)	L (m)	V _c (m ³)
Point de piquage - SPN°1	0,8	0,5	1200	600
SPN°1 - SPN°2	0,8	0,5	3548	1774
SPN°2 - SPN°3	0,6	0,28	4380	1226,4
SPN°3 – château d'eau	0,4	0,12	80	9,6
R, Sidi Slimane -R, Ouled Belhadj	0,45	0,16	402	64,36
	0,4	0,12	253	30,33
			Total	3704,70

On prend le volume de la conduite : $V_c = 3704,70 m^3$

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 :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \dots\dots\dots (VII-6)$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$A.N : V_r = 56\ 188,49 - 2\ 492,42 - 3\ 704,70 \Rightarrow V_r = 49\ 991,37 m^3$$

Tableau VII.2.d : Volumes des travaux de transfert

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	56188,49
2	Lit de sable	m ³	2492,42
3	La conduite	m	9898
4	Remblais	m ³	49 991,37

VII.2.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs

Les réservoirs de notre système d'adduction sont au nombre de quatre, dont trois jumelées de capacité (3000, 2000, 1500) m³ et un château d'eau de capacité 1500 m³.

- 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 : 0,20 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 m² ;
- 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 m².

Dans le cas des réservoirs jumelés, de la station de pompage N°1, N°2 et de N°3, les chambres de manœuvre auront chacune, deux, de ses quatre murs, communs avec les réservoirs jumelés.

Les chambres de manœuvre auront les dimensions suivantes :

- La longueur est de 13 m ;
- La largeur est de 9,5 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 4 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 m²) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3*0,45 m²).

A- Réservoir jumelé 2*3000 m³ de la station de pompage N° 1

Chacun, des deux réservoirs jumelés de la station de pompage N°1, a un diamètre intérieur de 28 m et une hauteur de 5m. La chambre de manœuvre est commune aux deux réservoirs. Elle a 13 m de longueur, 9,5 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.

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * N \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \dots\dots\dots (VII-7)$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), D_{exc} = D_{ext} + 2 ;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), D_{ext} = 29,4 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.

$$A.N : V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 31,4^2}{4} * 2 \right) + (13 * 9,5) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 3\,342,91 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **3 343 m³**.

b) Calcul du volume du tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} * N \dots\dots\dots (VII-8)$$

V_{tv} : volume du tout venant (m³) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

$$A.N : V_{tv} = \frac{3,14 * 31,4^2}{4} * 0,3 * 2 \Rightarrow V_{tv} = \mathbf{464,38 \text{ m}^3}.$$

On prend un volume du tout venant de **465 m³**

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 :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} * N \dots\dots\dots (VII-9)$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m³) ;

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), $e_{bp} = 0,20$ m ;

$$A.N : V_{bp} = \frac{3,14 * 30,6^2}{4} * 0,20 * 2 \Rightarrow V_{bp} = \mathbf{294 \text{ m}^3}.$$

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 manoeuvre
- Ceintures supérieures des réservoirs;
- Coupoles des réservoirs;
- Poteaux de la chambre de manoeuvre;
- Ceintures de la chambre de manoeuvre;
- Chape de la chambre de manoeuvre;
- Dalle de la chambre de manoeuvre;
- Maçonnerie des chicanes des réservoirs;
- Maçonnerie de la chambre de manoeuvre.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H * N \dots\dots\dots (VII-10)$$

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 VII.3.a.

Tableau VII.3.a : Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	N	V_{ba} (m ³)
Radiers	29,4	-	0,45	2	610,67
Voiles	28,5	28	5	2	221,76
Ceintures supérieures	28,8	28	0,5	2	35,67
Acrotères	28,8	28,64	0,3	2	4,33
TOTAL :					872,42

*** Coupoles**

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \dots\dots\dots (VII-11)$$

R : rayon de la coupole (m) ;

D : diamètre du réservoir (m), D = 28 m ;

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c \dots\dots\dots (VII-12)$$

V_c : volume du béton armé de la coupole (m²) ;

e_c : épaisseur de la coupole (m), $e_c = 0,1$ m.

$$A.N : R = \frac{1,5^2 + (28/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow R = 66,08 \text{ m}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2 * 3,14 * 66,08 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow V_c = 62,25 \text{ m}^3$$

Le nombre de réservoirs étant deux, donc le volume total des coupoles est tel que $62,25 * 2$ soit **124,50 m³**.

Le volume total du béton armé des réservoirs est tel que $872,42 + 124,50$ soit $996,93 \text{ m}^3$, que l'on majore à **997m³**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau VII.3.b.

Tableau VII.3.b : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manoeuvre

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	13	9,5	0,07	1	8,65
Voiles	13	0,2	2	2	10,4
Poteaux	0,3	0,3	5	6	2,7
Ceintures inf. long.	13	0,3	0,45	2	3,51
Ceintures inf. larg.	9,5	0,3	0,45	3	3,84
Ceintures sup. long.	13	0,3	0,45	2	3,51
Ceintures sup.larg.	9,5	0,3	0,45	3	3,84
Dalle supérieure	13	9,5	0,07	1	8,65
					TOTAL : 45

Le volume total du béton armé de la chambre de manoeuvre sera de 45m³

Conclusion

Le volume total du béton armé des réservoirs jumelés et de la chambre de manoeuvre sera de 1042 m³.

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.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h * N \dots\dots\dots (VII-13)$$

V_r: volume du remblai compacté (m³) ;

D_{ext}: diamètre extérieur du réservoir (m), D_{ext}=28,5 m ;

h : profondeur d'excavation (m), h = 2 m ;

$$A.N : V_r = \frac{3,14 * (30,4^2 - 28,5^2)}{4} * 2 * 2 \Rightarrow V_r = 351,39 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **352 m³** ;

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour les réservoirs seules les chicanes et les murs sur sol de la chambre de manoeuvre seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

Pour un seul réservoir, les chicanes ont une longueur totale d'environ 88m et une hauteur de 4,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : 88*4,6 soit : **404,8 m²**.

Le nombre de réservoirs étant deux, la surface totale de la maçonnerie des chicanes est telle que 404,8*2 soit **810 m²**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manoeuvre est telle que 13*4*2 soit **104 m²**

La surface totale de la maçonnerie des réservoirs et de la chambre de manoeuvre est telle que 810+104 soit **914 m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 15233 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **15300 briques**.

Tableau VII.3.c : Volumes de travaux des réservoirs jumelés

Réservoir jumelé			SPN°1	SPN°2	SPN°3
			2*3000	2*2000	2*1500
N°	Désignation	Unité	Quantité	Quantité	Quantité
1	Déblais	m ³	3 343	2780	2117
2	Remblais compacté	m ³	352	316	268
3	Tout venant	m ³	465	380	281
4	Béton de propreté	m ³	294	240	175
5	Béton armé du réservoir	m ³	997	915	698
6	Béton armé de la chambre de manœuvre	m ³	45	45	45
7	Maçonnerie (briquetage)	u	15300	12462	10746

VII.3. Calcul des coûts des travaux

Les coûts des travaux des stations, de l'adduction et des différents réservoirs sont mentionnés dans les tableaux VII.4.a, b, c, d, e.

Tableau VII.4.a: Coût des travaux d'une seule station de pompage

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	94,75	300,00	28425
2	Gros béton	m ³	4,05	5 000,00	20250
3	Béton armé	m ³	55,77	20 000,00	1115400
4	Béton légèrement armé	m ³	31,24	12 000,00	374880
5	Remblais compacté	m ³	256	400,00	102400
6	Maçonnerie	u	15287	40,00	611480
				Montant	2 252 835,00

Le coût des travaux d'une seule station de pompage est de : **2 252 835,00DA**

Tableau VII.4.b: Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	56188,49	300,00	16 856 547,00
2	Lit de sable	m ³	2492,42	800,00	1 993 936,00
3	La conduite	m	9898	----	437 135 228,00
4	Remblais compacté	m ³	49 991,37	400,00	19 996 548,00
				Montant	475 982 259,00

Le coût des travaux de l'adduction est de : **475 982 259,00DA**

Tableau VII.4.c: Coût des travaux des réservoirs jumelés de la station de pompage N°1

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	3 343	300,00	1 002 900,00
2	Tout venant	m ³	465	600,00	279 000,00
3	Gros béton	m ³	294	5000,00	1 470 000,00
4	Béton armé	m ³	1020	20000,00	20 400 000,00
5	Béton légèrement armé	m ³	22	12000,00	264 000,00
6	Remblais compacté	m ³	352	400,00	140 800,00
7	Maçonnerie	u	15300	40,00	612 000,00
				Montant	24 168 700,00

Le coût des travaux des réservoirs jumelés de la station de pompage N°1 est de :
24 168 700,00DA.

Tableau VII.4.d: Coût des travaux des réservoirs jumelés de la station de pompage N°2

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	2780	300,00	834 000,00
2	Tout venant	m ³	380	600,00	228 000,00
3	Gros béton	m ³	240	5000,00	1 200 000,00
4	Béton armé	m ³	939	20000,00	18 780 000,00
5	Béton légèrement armé	m ³	21	12000,00	252 000,00
6	Remblais compacté	m ³	316	400,00	126 400,00
7	Maçonnerie	u	12462	40,00	498 480,00
				Montant	21 918 880,00

Le coût des travaux des réservoirs jumelés de la station de pompage N°1 est de :
21 918 880,00DA.

Tableau VII.4.e: Coût des travaux des réservoirs jumelés de la station de pompage N°3

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	2117	300,00	635100,00
2	Tout venant	m ³	281	600,00	168600,00
3	Gros béton	m ³	175	5000,00	875000,00
4	Béton armé	m ³	723	20000,00	14460000,00
5	Béton légèrement armé	m ³	20	12000,00	240000,00
6	Remblais compacté	m ³	268	400,00	107200,00
7	Maçonnerie	u	10746	40,00	429840,00
				Montant	16915740

Le coût des travaux des réservoirs jumelés de la station de pompage N°1 est de :
16915740,00DA.

On note le coût de l'ensemble des travaux dans le tableau VII.5.

Tableau VII.5: Bilan des coûts

Coût des stations de pompage.	6 758 505,00DA
Coût de l'adduction.	475 982 259,00 DA
Coût des réservoirs	63 003 320,00 DA
Coût de l'ensemble du projet.	543 200 369,00 DA

Conclusion : Le coût global du projet est estimé à **543 200 369,00 DA**

VII.4. Engins

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII.4.1. Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci après)



Figure VII.2 : Pelle hydraulique

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

VII.4.2. Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VII.3 : Bulldozer

VII.4.3. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VII.4: Chargeur

VII.4.4. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général des stations de pompage y compris celui 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.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthode de conduite de chantier peuvent apporter.

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 liaison SPIK-MAZAFRAN vers la zone d'étude.

Cette étude de renforcement d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, d'après notre étude des besoins une forte augmentation en 2012 dont la population de toute la zone d'étude atteindra 28619 habitants, L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit de 5817,01 m³/j .

Pour le choix de la variante nous avons préféré le tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de(s) station(s) de pompage. Nous avons optés pour trois stations de pompage.

Le réseau d'adduction ainsi que les stations de pompage doivent être réalisés dans les plus brefs délais pour satisfaire l'augmentation de la consommation en 2012 du fait de la livraison des logements dans la zone d'étude.

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

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

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 continuité du projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [2] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [3] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 21, 25.
- [4] **Technique de l'ingénieur** « Adduction et distribution d'eau », p.5, 9, 37, 40, 195.
- [5] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101.

Mémoires de fin d'étude

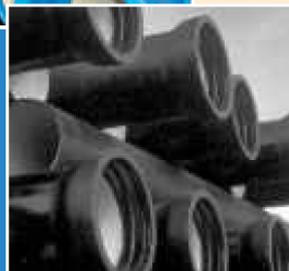
- [6] **M.BENMEBAREK** « étude de renforcement de l'approvisionnement en eau potable de Bordj el Kiffan (W.Alger) », Mémoire de fin d'étude, ENSH, promotion 2011.

Catalogues

- [7] **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [8] **KSB** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [9] **LEROY SOMER** « Moteurs asynchrones triphasés »
- [10] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».

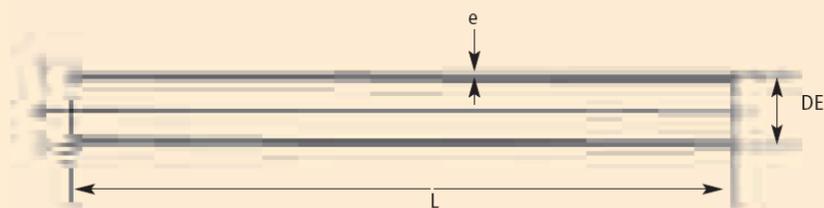
Annexe IV.1

Quelques caractéristiques des tuyaux en fonte ductile (d'après le catalogue du fabricant Electrosteel Algérie SPA)



TUYAUX FONTE DUCTILE - AEP

EN 545
ISO 2531



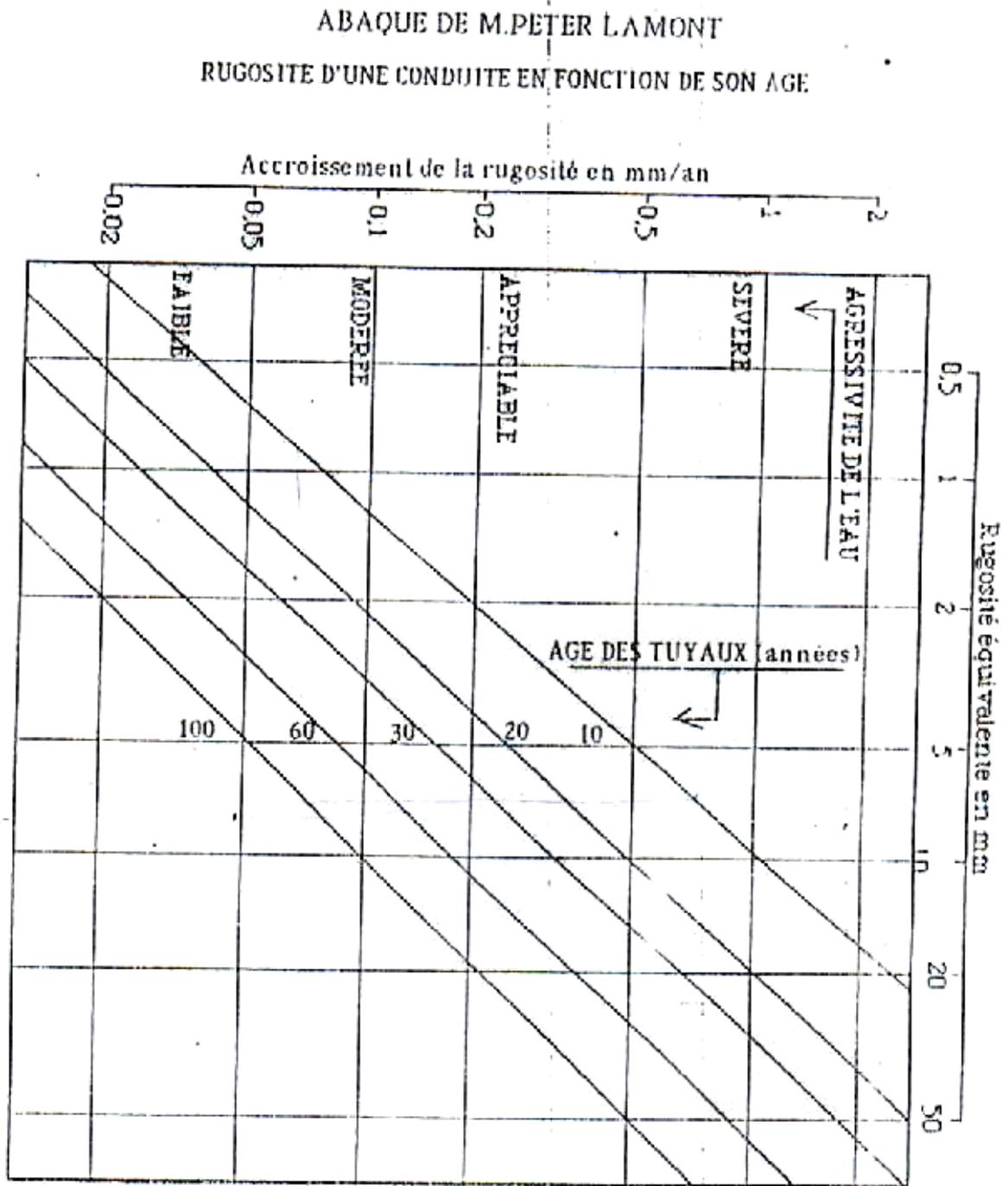
DN	Diamètre extérieur DE		Epaisseur fonte 'e' (K9)		Pression minimale d'essai en usine (bar) K9	Epaisseur fonte 'e' (C40)		Pression minimale d'essai en usine (bar) C40
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Nominal (mm)	Tolérance (mm)		Nominal (mm)	Tolérance (mm)	
80	98	+1 à - 2.7	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
100	118	+1 à - 2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
125	144	+1 à - 2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
150	170	+1 à - 2.9	6,0	-1,5	50	5,0	-1,5	40
200	222	+1 à - 3.0	6,3	-1,5	50	5,4	-1,5	40
250	274	+1 à - 3.1	6,8	-1,6	50	5,8	-1,6	40
300	326	+1 à - 3.3	7,2	-1,6	50	6,2	-1,6	40
350	378	+1 à - 3.4	7,7	-1,7	40	7,0	-1,7	40
400	429	+1 à - 3.5	8,1	-1,7	40	7,8	-1,7	40
450	480	+1 à - 3.6	8,6	-1,8	40	-	-	-
500	532	+1 à - 3.8	9,0	-1,8	40	-	-	-
600	635	+1 à - 4.0	9,9	-1,9	40	-	-	-
700	738	+1 à - 4.3	10,8	-2	32	-	-	-
800	842	+1 à - 4.5	11,7	-2,1	32	-	-	-
900	945	+1 à - 4.8	12,6	-2,2	32	-	-	-
1000	1048	+1 à - 5.0	13,5	-2,3	32	-	-	-

La classe d'épaisseur des tuyaux est marquée sur le fût lorsqu'elle diffère de la classe K9. Ainsi, les tuyaux classe C40 sont marqués 'C40' selon la norme NF EN 545 : 2007.

Electrosteel peut également fournir, à la demande de ses clients, des tuyaux classes K7, K8, K10, K12. L'épaisseur de la paroi fonte est donnée par la formule: $e = K(0.5 + 0.001 DN)$.



Annexe IV.2: Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son age



Annexe IV.3: *Tableau des prix des conduites en fonte ductile*

Diamètres (mm)	Prix de mètre linéaire (DA)
300	16461
350	19602
400	22885
450	26126
500	29452
600	36623
700	45297
800	54297
900	63567
1000	73871

(Source SEAAL)

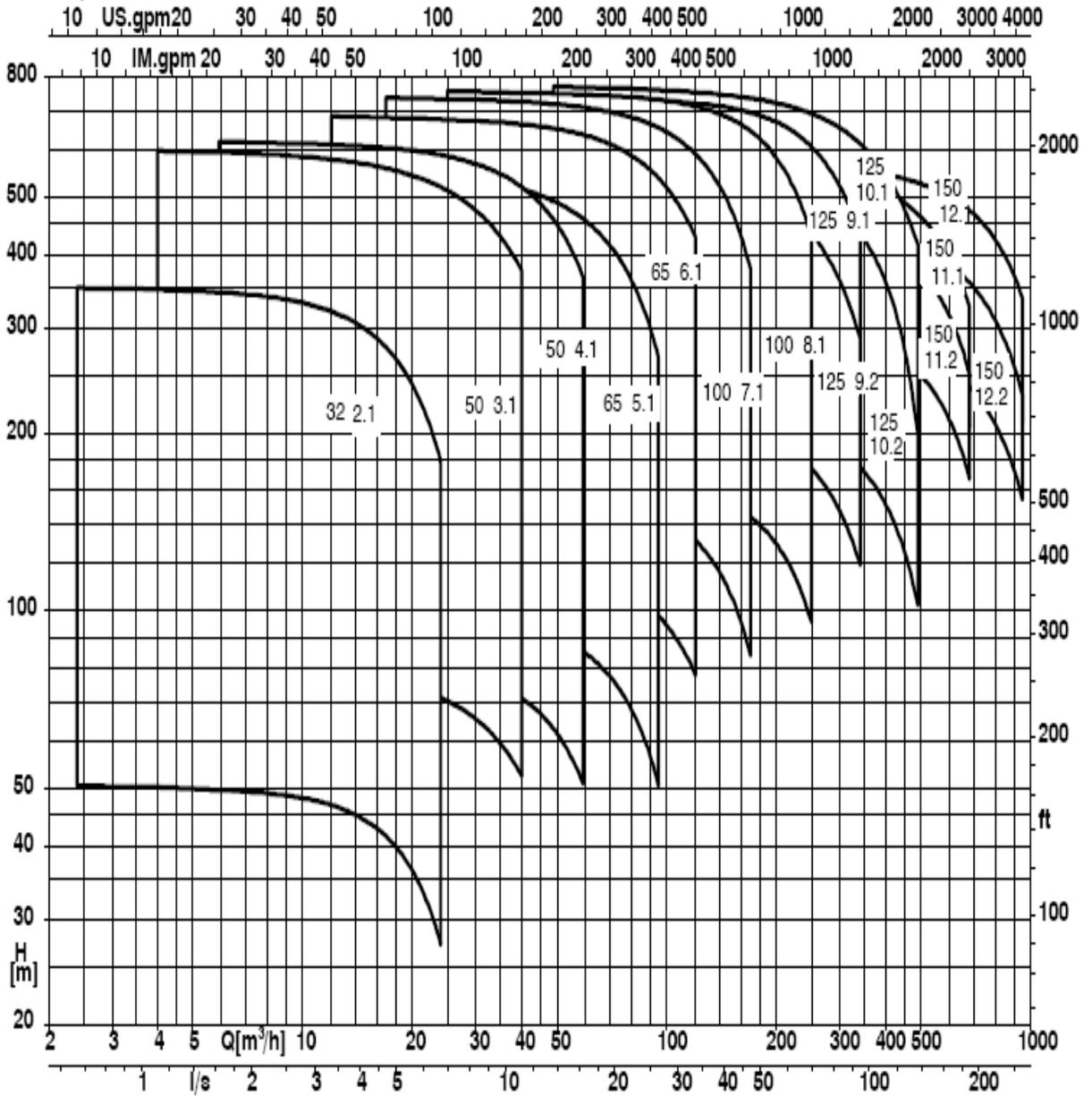
Annexe V.1: Réseau des types de pompes KSB.



Multitec / Multitec-RO

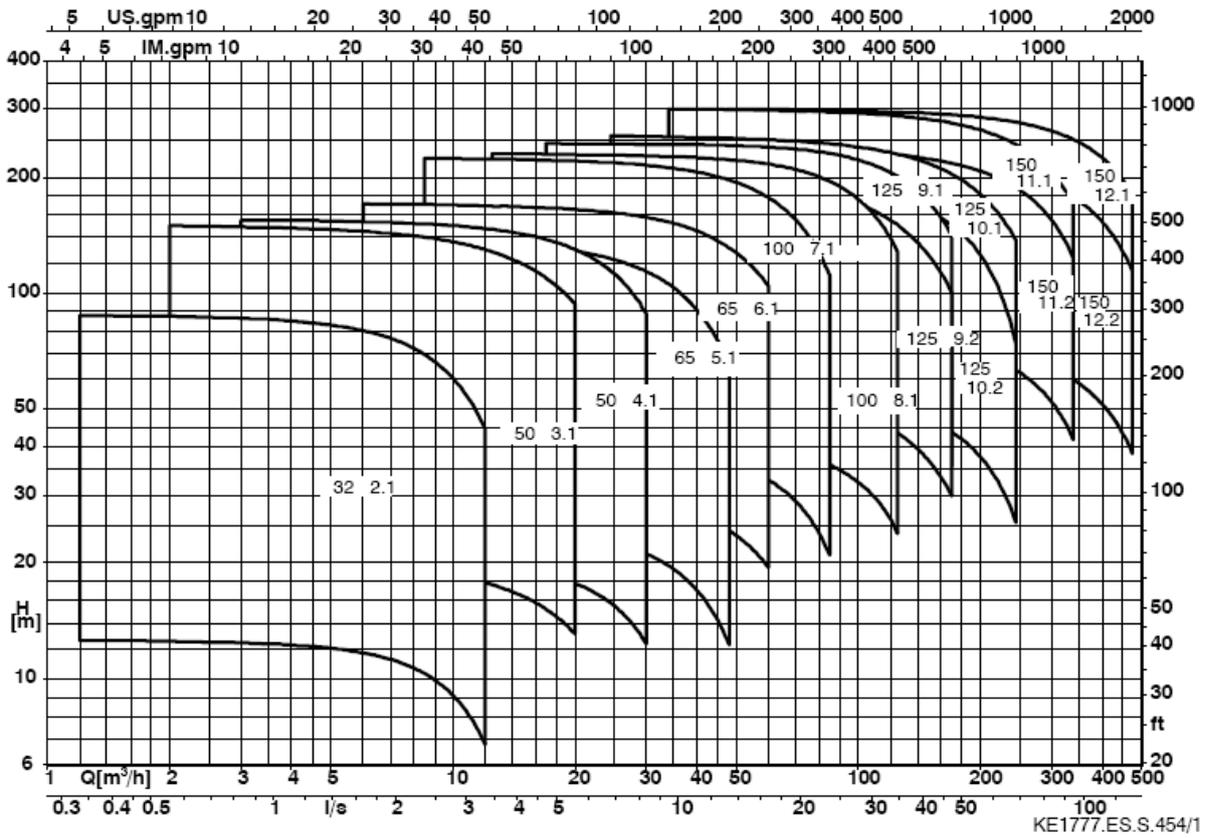
Réseau

n = 2900 1/min

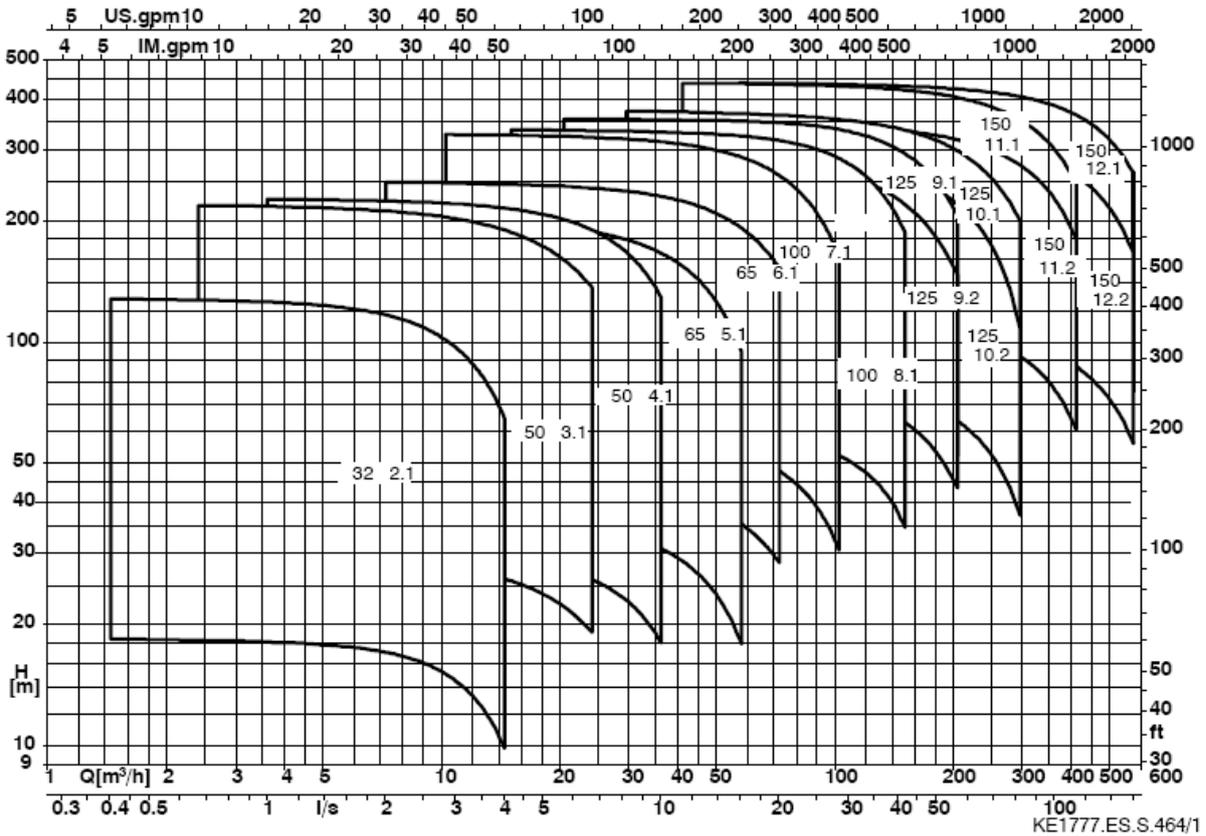


KE1777.ES.S.452/2

n = 1450 1/min

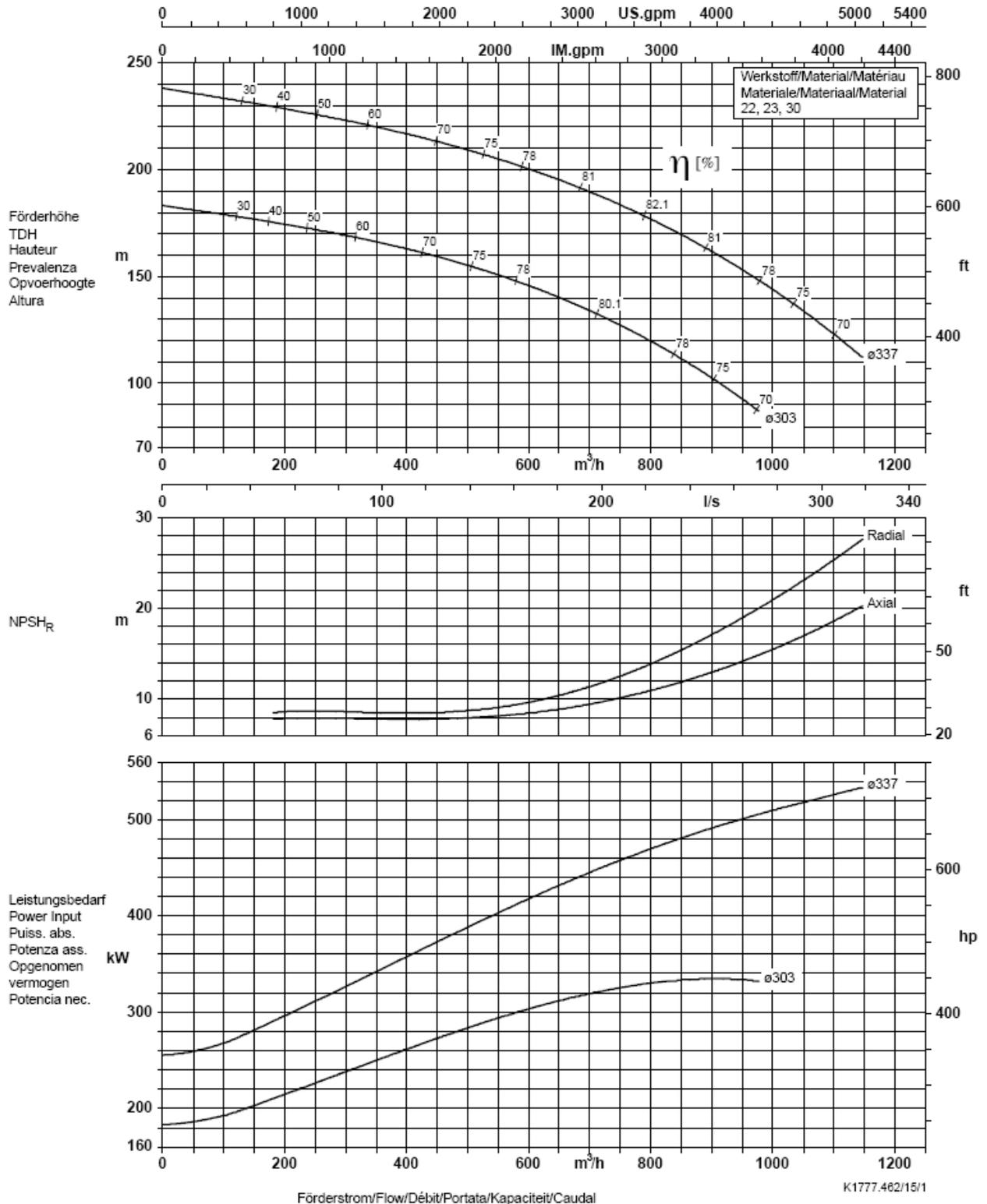


n = 1750 1/min



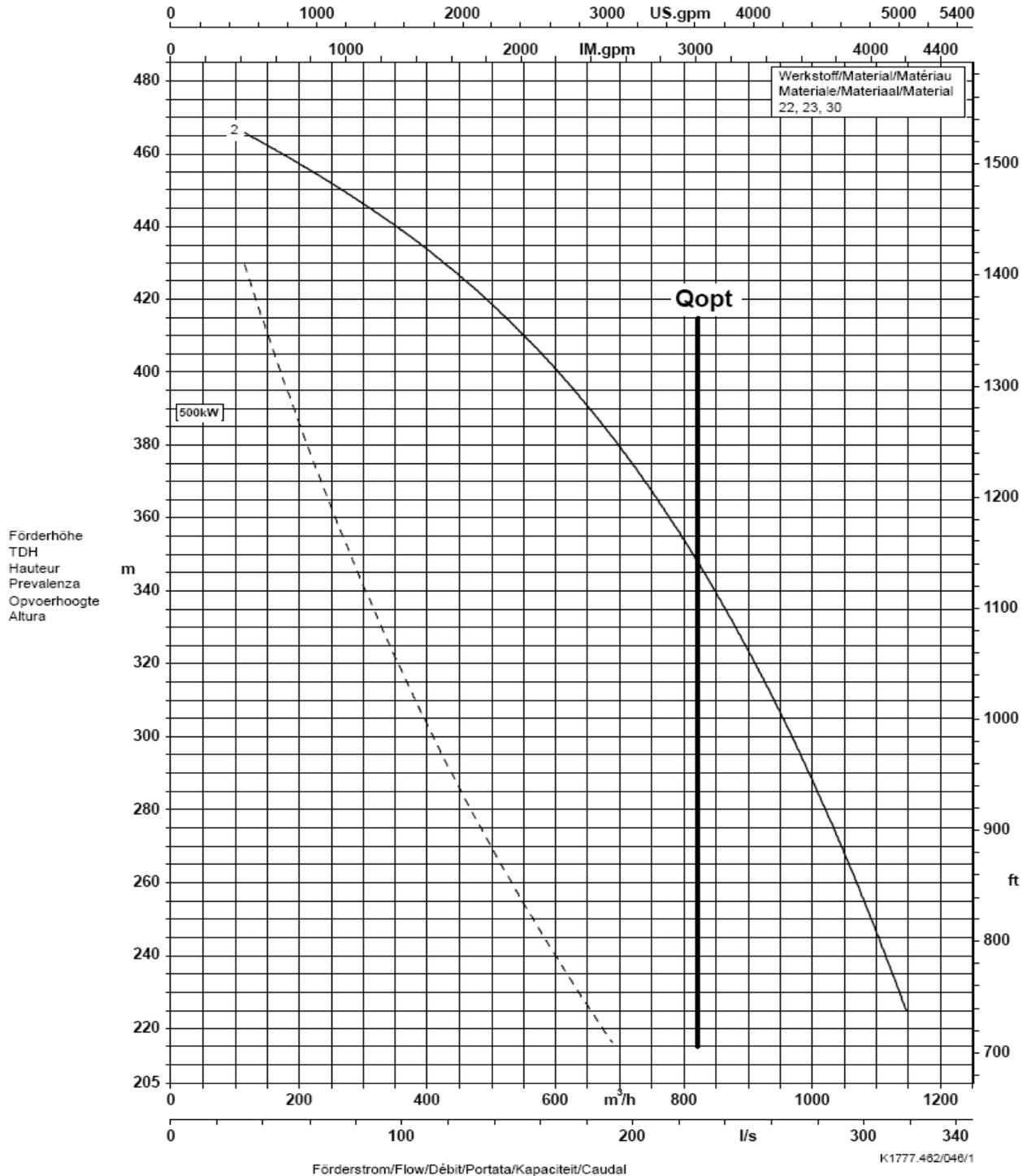
Annexe V.2.a: Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 150 12,2.

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



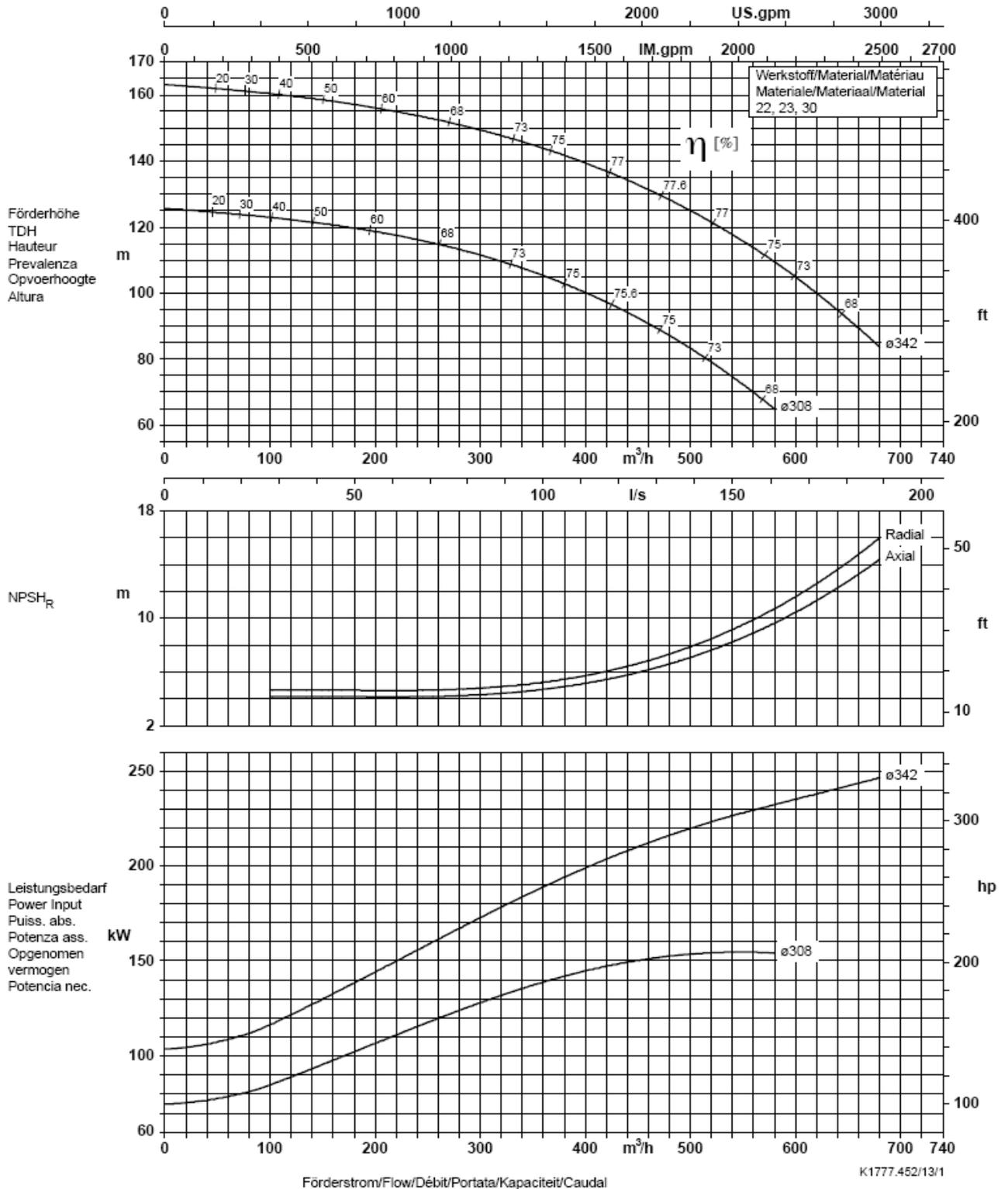
Annexe V.2.b: Courbe d'étage de la pompe de type Multitec 150 12,2

Baureihe-Größe Type-Size Modèle Multitec 150 12.2 1.4408	Tipo Serie Tipo	Nennndrehzahl Nom. speed Vitesse nom. 3500 1/min	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Lauf-rad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Girante ø Waaier ø Rodete	 Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan - B.P. 189 36004 Châteauroux
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offertenr. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Positiën. Pos.-Nr.	



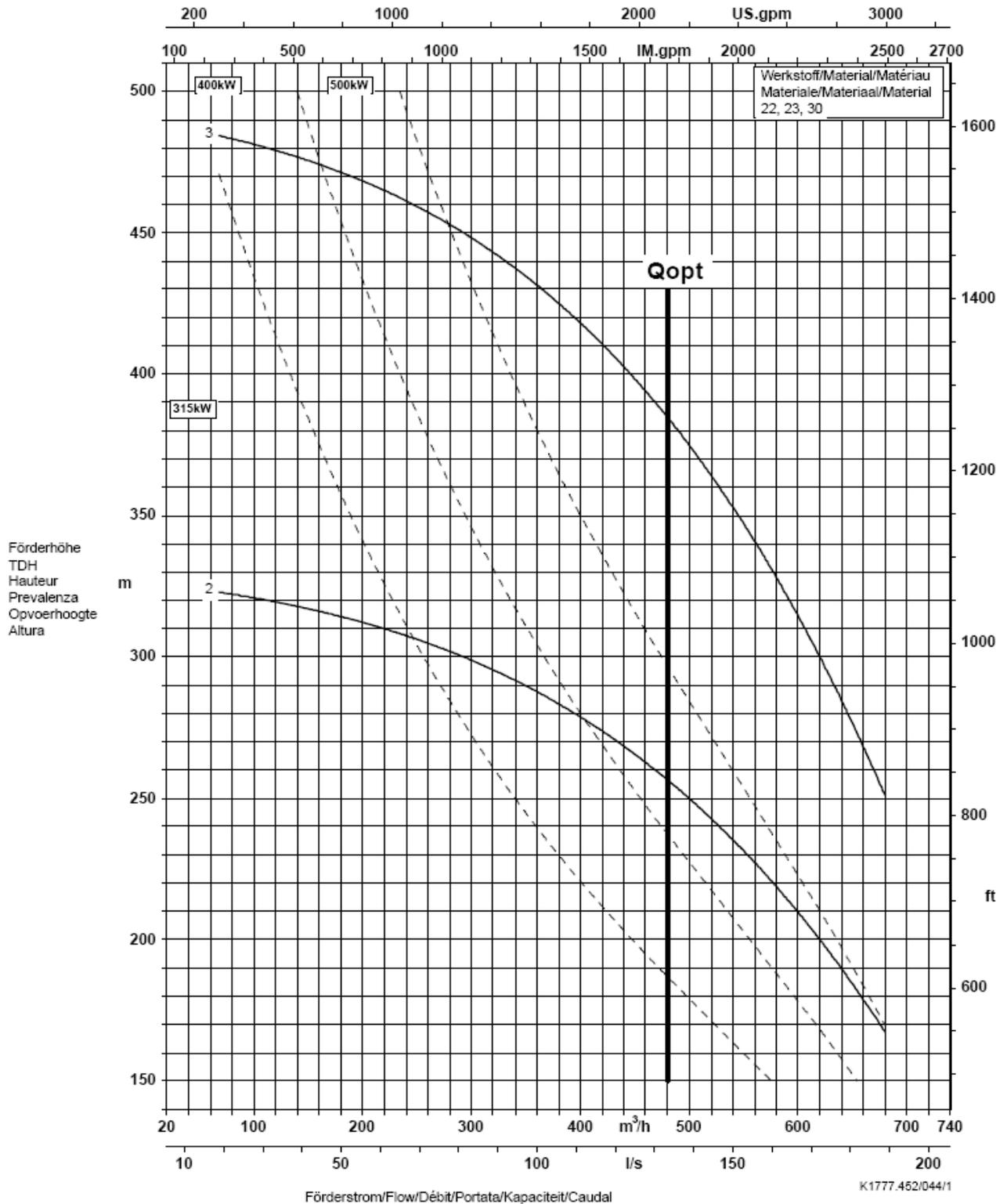
Annexe V.3.a: Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 150 11,2.

Baureihe-Größe Type-Size Modèle Multitec 150 11.2 1.4408	Tipo Serie Tipo	Nennzahl Nom. speed Vitesse nom. 2900 1/min	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Lauf-rad-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
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offerter. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Positiön. Pos.-Nr.	



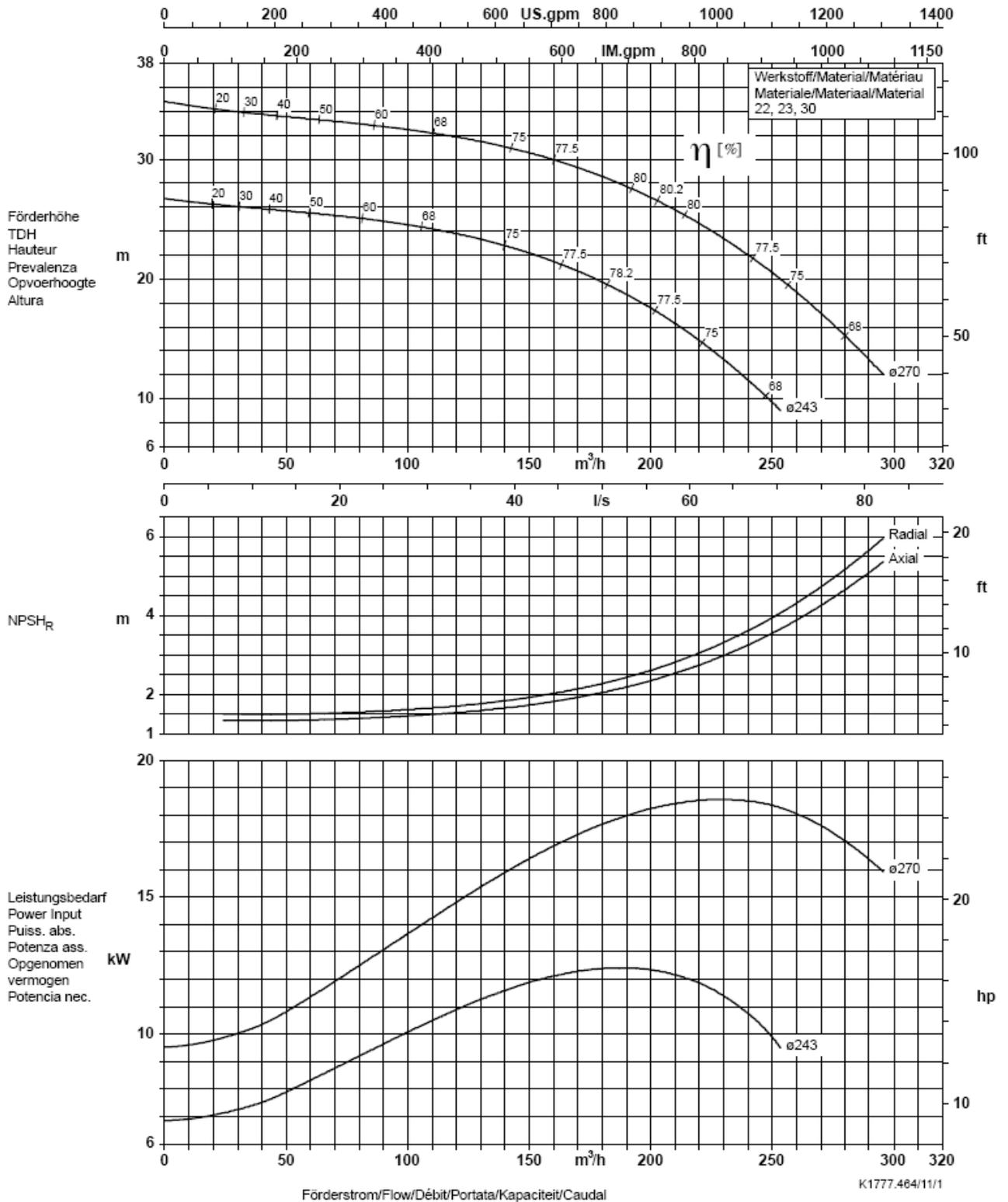
Annexe V.3.b: Courbe d'étage de la pompe de type Multitec 150 11,2.

Baureihe-Größe Type-Size Modèle Multitec 150 11.2 1.4408	Tipo Serie Tipo	Nennrehzahl Nom. speed Vitesse nom. 2900 1/min	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
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offertenr. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Positiën. Pos.-Nr.	



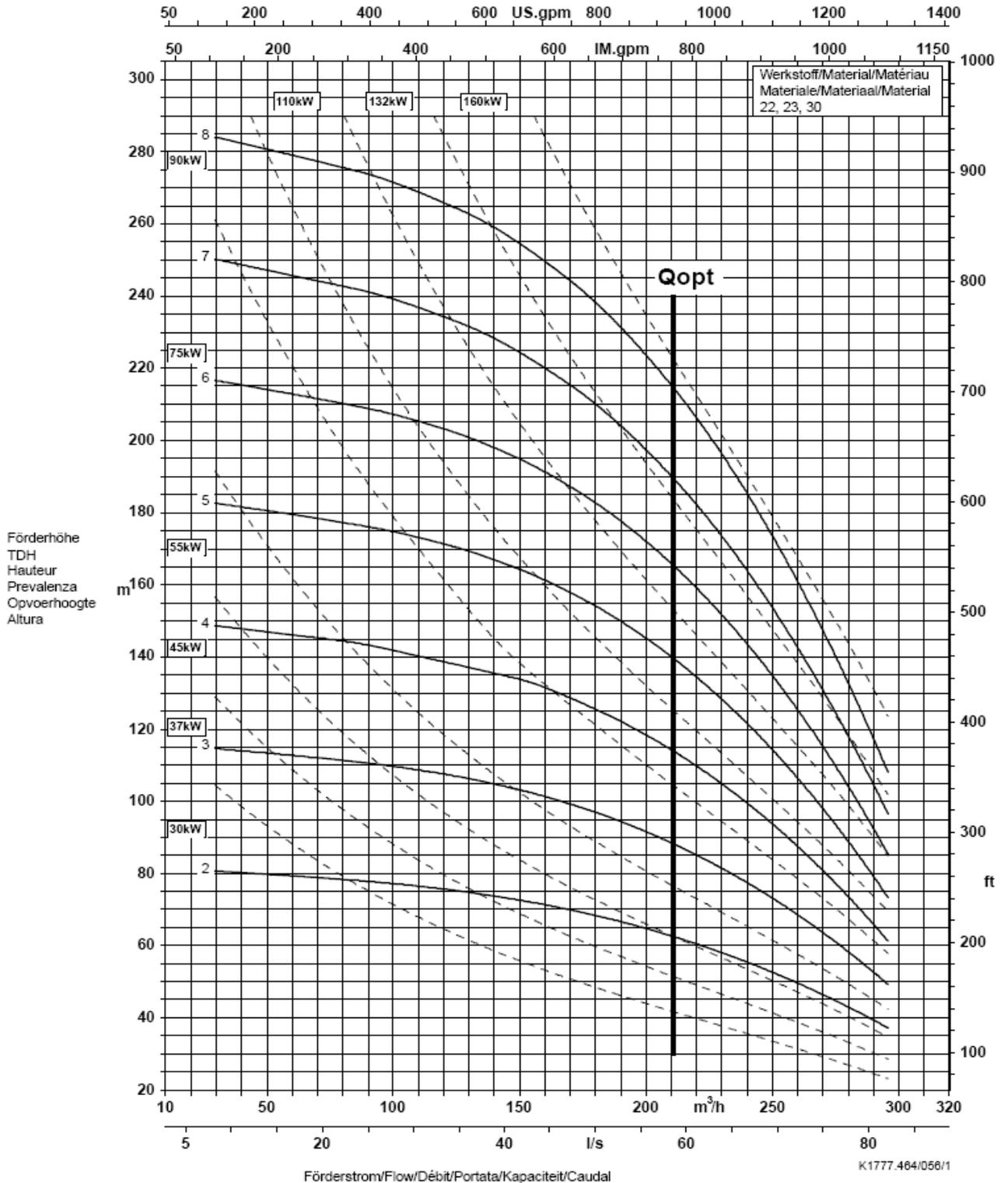
Annexe V.4.a: Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 125 10,2.

Baureihe-Größe Type-Size Modèle	Tipo Serie Tipo	Nennndrehzahl Nom. speed Vitesse nom.	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Laufrad-ø Impeller Dia. Diamètre de roue	ø Girante ø Waaijer ø Rodete	 Division Pompes Industrie et Eau KSB S. A. Allée de Sagan - B.P. 189 36004 Châteauroux
Multitec 125 10.2 1.4408		1750 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. Positionr. Pos.-Nr.	



Annexe V.4.b: Courbe d'étage de la pompe de type Multitec 125 10,2.

Baureihe-Größe Type-Size Modèle Multitec 125 10.2 1.4408	Tipo Serie Tipo	Nennrehzahl Nom. speed Vitesse nom. 1750 1/min	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
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.	



		mm																										
Multitec A,B,C,D	1)	2)	DN ₁		DN ₂	a	d _{1 k7}	d ₂	e	f	f ₁	h ₁	h ₂	i	l ₁	l ₂	l ₃	l ₄	l ₅	l ₆	m ₂	m ₃	m ₄	n ₁	n ₂	s		
			axial	radial																								
125	2	10	200	150	125	393	50	26	292	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	306	320	250	30		
			3	11	200	150	125	505	50	26	404	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	418	320	250	30
			4	12 13	200	150	125	617	50	26	516	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	530	320	250	30
			5		200	150	125	729	50	26	628	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	642	320	250	30
			6		200	150	125	841	50	26	740	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	754	320	250	30
			7		200	150	125	953	50	26	852	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	866	320	250	30
			8	200	150	125	1065	50	26	964	488	478	300	325	10	110	355	345	488	111	464	22	94	978	320	250	30	
			2	20	200	150	125	393	50	30	292	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	255	605	561	50
	3	21	200		150	125	505	50	30	404	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	367	605	561	50	
	4	22	200		150	125	617	50	30	516	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	479	605	561	50	
	5	23	200		150	125	729	50	30	628	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	591	605	561	50	
	6	25	200		150	125	841	50	30	740	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	703	605	561	50	
	7	26	200		150	125	953	50	30	852	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	815	605	561	50	
	8	30	200		150	125	1065	50	30	964	488	478	300	325	38	110	355	345	512	136	490	45	90	927	605	561	50	
	150	2	10		250	200	150	452	60	34	338	594	578	350	400	22	140	426	411	600	137	567	30	104	342	350	265	30
				3	11	250	200	150	584	60	34	470	594	578	350	400	22	140	426	411	600	137	567	30	104	474	350	265
4				12 13	250	200	150	716	60	34	602	594	578	350	400	22	140	426	411	600	137	567	30	104	606	350	265	30
5					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
2					20	250	200	150	452	60	36	338	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	294	735	679
3		21	250	200		150	584	60	36	470	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	426	735	679	50	
4		22	250	200		150	716	60	36	602	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	558	735	679	50	
5		23	250	200		150	848	60	36	734	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	690	735	679	50	
6		25	250	200		150	980	60	36	866	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	822	735	679	50	
6		26	250	200		150	980	60	36	866	594	578	350	400	46	140	426	411	624	161	591	50	100	822	735	679	50	

1) Nombre d'étages

2) Code de matériaux

*) Pour exécution avec brides ANSI il faudra toujours ajouter 15 mm aux cotes "a" et "l₅" pour les variantes de matériau 20/21/22/23/25/26/30.

Annexe V.6: Liste des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles

Moteurs triphasés 50 Hz
Rotor en court-circuit CAG

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

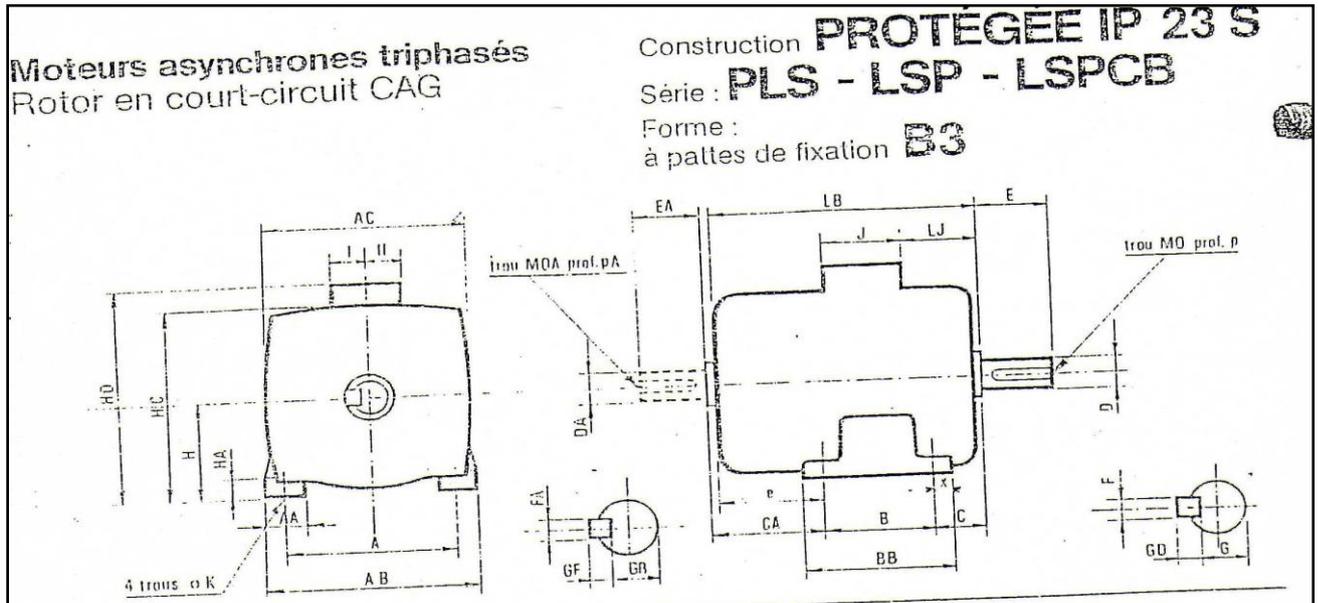
Puissance kW	Cn mN	Type	Intensité absorbée				Caractéristiques en charge						Vitesse MD ^{2*}		Masse approx. B3 kg
			In 380 V A	Id In A	Cd/ Cn	Cm/ Cn	Rendement%			Cos. φ			tr/mn	kg.m ²	
							1/2	3/4	4/4	1/2	3/4	4/4			
3000 tr/mn (moteurs 2 pôles)															
11	15	PLS 160 MT	23,5	4,89	2,3	2	80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

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

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

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

Annexe V.7: Planche d'encombrement des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles.



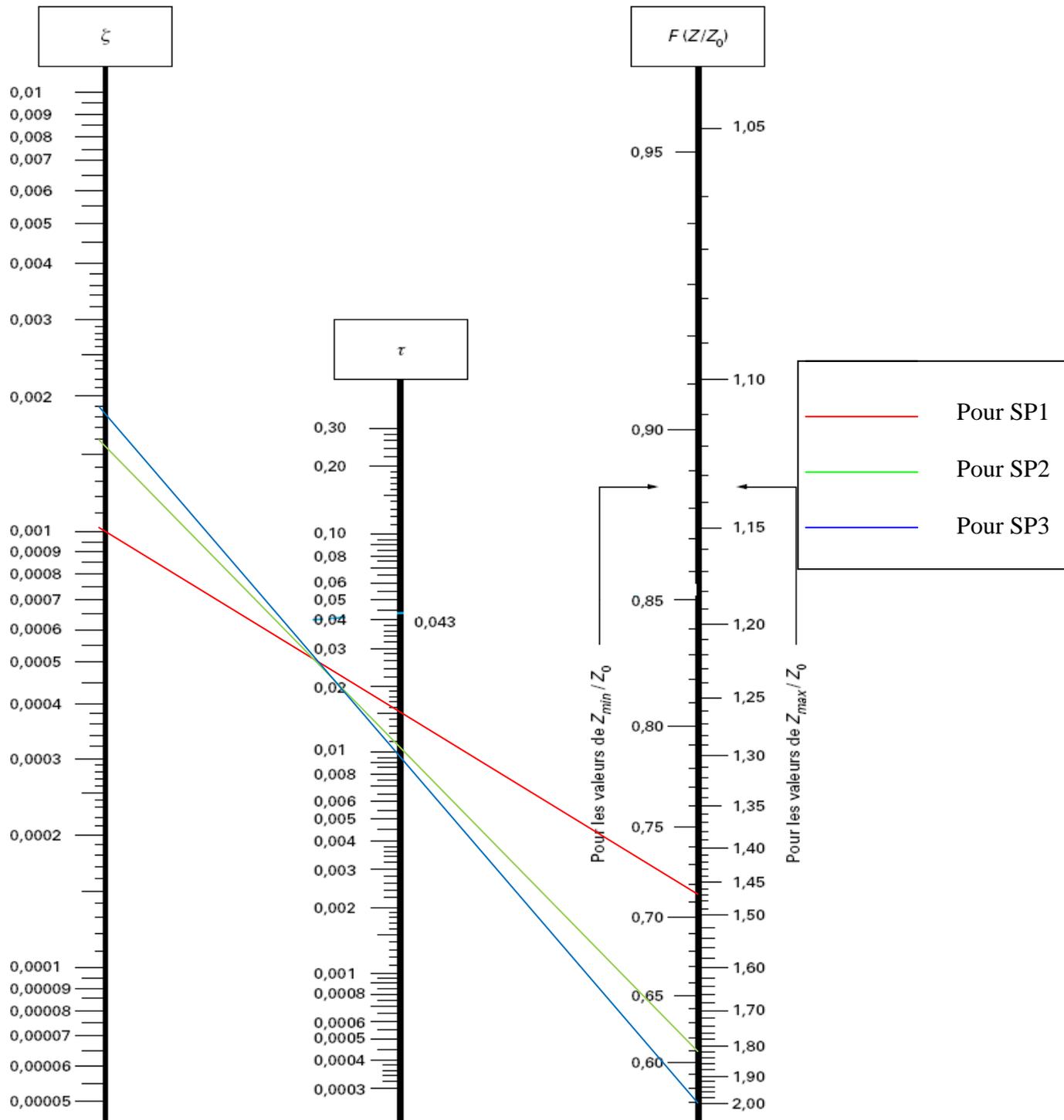
Type	Bout d'arbre principal 4, 6 et 8 pôles						2 pôles						2 ^o bout d'arbre 4, 6 et 8 pôles						2 pôles									
	F	GD	D	G	E	O p	F	GD	D	G	E	O p	FA	GF	DA	GB	EA	OA	pA	FA	GF	DA	GB	EA	OA	pA		
PLS 160 MT	14	9	48k6	42,5	110	16	36	14	9	48k6	42,5	110	16	36	10	8	38k6	33	80	12	28	10	8	38k6	33	80	12	28
PLS 160 M et L	14	9	48k6	42,5	110	16	36	14	9	48k6	42,5	110	16	36	14	9	48k6	42,5	110	16	36	14	9	48k6	42,5	110	16	36
PLS 160 MT	16	10	55m6	49	110	20	42	16	10	55m6	49	110	20	42	16	10	55m6	49	110	20	42	16	10	55m6	49	110	20	42
PLS 160 M, L et VL	16	10	55m6	49	110	20	42	16	10	55m6	49	110	20	42	16	10	55m6	49	110	20	42	16	10	55m6	49	110	20	42
PLS 200 MT	18	11	60m6	53	140	20	42	18	11	60m6	53	140	20	42	18	11	60m6	53	140	20	42	18	11	60m6	53	140	20	42
PLS 200 M et L	18	11	60m6	53	140	20	42	18	11	60m6	53	140	20	42	18	11	60m6	53	140	20	42	18	11	60m6	53	140	20	42
PLS 225	18	11	65m6	58	140	20	42	18	11	65m6	58	140	20	42	18	11	65m6	58	140	20	42	18	11	65m6	58	140	20	42
PLS 250	20	12	75m6	67,5	140	20	42	20	12	75m6	67,5	140	20	42	20	12	75m6	67,5	140	20	42	20	12	75m6	67,5	140	20	42
PLS 280	22	14	80m6	71	170	20	42	22	14	80m6	71	170	20	42	22	14	80m6	71	170	20	42	22	14	80m6	71	170	20	42
PLS 280 ST	22	14	80m6	71	170	20	42	22	14	80m6	71	170	20	42	25	14	90m6	81	170	24	50	20	12	70m6	62,5	140	20	42
PLS 315 et LSP 315	25	14	90m6	81	170	20	65	20	12	70m6	62,5	140	20	65	25	14	90m6	81	170	20	65	25	14	90m6	81	170	20	65
LSPCB 315 L	26	14	90m6	81	170	20	65	22	14	80m6	71	170	20	65	28	16	100m6	90	210	20	65	28	16	100m6	90	210	20	65
LSPCB 355	28	16	100m6	90	210	20	65																					

Type	Dimensions principales														4, 6 et 8 pôles				2 pôles				P.E. n°		
	A	AB	B	BB	C	X	AA	K	HA	H	AC	HD	HC	J	I	II	e	LB	LJ	CA	e	LB		LJ	CA
PLS 160 MT	251	290	210	240	100	15	36	14	4	160	271	368	294	124	70	70	101	419	143	108	101	419	143	108	21
PLS 160 M	254	294	210	240	100	23	41	14	24	160	316	381	318	163	82	82	104	466	195	108	104	466	195	108	21
PLS 160 L	254	294	254	280	190	23	41	14	24	160	316	381	318	163	82	82	104	466	195	108	104	466	195	108	29
PLS 180 MT	273	320	211	300	121	35	55	14	41	180	316	401	338	163	82	82	158	520	200	162	158	520	200	162	29
PLS 180 M	274	344	211	323	121	22	60	14	30	180	360	450	359	202	100	95	127	527	200	131	127	527	200	131	29
PLS 180 L	273	344	273	323	121	22	60	14	30	180	360	450	359	202	100	95	175	575	200	180	-	-	-	-	29
PLS 180 VL	277	344	273	323	121	22	60	14	30	180	360	470	379	202	100	95	175	575	244	100	175	575	244	100	55
PLS 200 MT	318	382	267	310	133	21,5	61	18	50	200	390	470	379	202	100	95	205	605	272	210	205	605	272	210	36
PLS 200 M	318	376	267	345	133	20	60	18	32	200	400	490	399	202	100	95	167	605	272	172	167	605	272	172	36
PLS 200 L	318	376	305	345	133	20	60	18	32	200	400	490	399	202	100	95	167	605	272	172	167	605	272	172	36
PLS 225 MT	356	416	311	372	149	35,5	77	18	56	225	400	545	424	217	103	145	145	605	274	150	145	605	274	150	36
PLS 225 MLT	356	416	311	372	149	35,5	77	18	56	225	400	545	424	217	103	145	195	655	274	200	195	655	274	200	36
PLS 250 S	406	466	311	417	168	34	84	22	35	250	510	666	500	292	148	180	259	738	63	247	259	738	63	247	55
PLS 250 M	406	482	349	417	168	31	84	22	35	250	510	666	500	292	148	180	221	738	63	209	221	738	63	209	55
PLS 280 ST	457	530	366	470	190	65	100	22	64	280	510	696	539	292	148	180	373	931	98	359	-	-	-	-	55
PLS 280 S	457	527	366	495	190	35	117	22	35	280	615	746	525	292	148	180	322	931	98	308	302	911	98	291	55
PLS 280 M	457	527	418	495	190	38	117	22	35	280	615	746	525	292	148	180	322	931	98	308	302	911	98	291	55
PLS 315 S	508	584	406	537	216	40	125	27	70	315	615	781	568	292	148	180	386	957	124	321	315	937	124	308	55
LSP 315 M	508	608	457	529	216	36	100	28	24	315	700	865	645	320	160	300	205	879	295	188	208	961	303	276	55
LSP 315 L	508	608	508	580	216	36	100	28	24	315	700	865	645	320	160	300	245	967	303	225	295	1019	435	277	55
LSPCB 315 VL	508	608	508	580	216	36	100	28	24	315	700	865	645	320	160	300	295	1019	435	277	295	1019	435	277	55
LSPCB 315 L	508	615	508	665	216	46	120	28	30	315	620	-	-	-	-	-	385	1112	388	386	1112	386	1112	55	
LSPCB 355 M	610	680	560	750	254	43	120	27	30	355	744	-	-	-	-	-	365	1180	366	366	1180	366	1180	55	
LSPCB 355 L	610	680	630	780	254	43	120	27	30	355	744	-	-	-	-	-	296	1180	296	296	1180	296	1180	55	

*L'encombrement de la boîte à borne varie avec l'intensité du courant :
 I < 600 A HD = 940 II = 455 I = 185 J = 390
 I > 600 A HD = 1020 II = 500 I = 200 J = 550

Sur demande

Annexe V.8: Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air



$$\xi = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \quad \tau = \xi F(Z/Z_0)$$

$$F(Z/Z_0) = \left[\frac{Z_0}{Z} - \ln \frac{Z_0}{Z} - 1 \right]^{-1}$$