

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable de la partie est de la ville
d'Oran à partir du système hydraulique Mao - Magtaa.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0018-17

APA Citation (توثيق APA):

Boughazi, Safaâ (2017). Alimentation en eau potable de la partie est de la ville
d'Oran à partir du système hydraulique Mao - Magtaa[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف 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 DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDELLAH**

DEPARTEMENT DE GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME:

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA PARTIE EST DE
LA VILLE D'ORAN A PARTIR DU SYSTEME HYDRAULIQUE
MAO – MAGTAA**

Présenté par :

M^{elle} : BOUGHAZI Safaâ

Devant les membres de jury :

Noms et prénoms	Grade	Qualité
M^r A.HADJ SADOK	M.C.A	Président
M^{me} M.KAHLERRAS	M.A.A	Examinatrice
M^r Y.BOUNNAH	M.A.B	Examineur
M^{me} L.TAFAT	M.A.A	Examinatrice
M^{me} S.BERBACHE	M.A.A	Promotrice

Septembre 2017

REMERCIEMENTS

Je remercie tout d'abord, Dieu de m'avoir donné la puissance, la volonté et le courage pour établir ce modeste travail, l'événement marquant de ma vie.

Un hommage appuyé revient aux membres de ma famille pour leur soutien moral et matériel durant tout mon cycle de formation.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice M^{me} BERBACHE SABAH de m'avoir encadré dans mon travail.

Que Mr KERROUM YUCEF ingénieur au service télé-contrôle à la société de l'eau et de l'assainissement d'ORAN (SEOR) reçoit toute l'expression de ma reconnaissance éternelle de m'avoir proposé ce projet, pour tout son dynamisme, sa disponibilité, ses compétences techniques sur le domaine pratique, son savoir faire et générosité qui m'ont permis de développer mes connaissances et de mener à bien cette étude.

Je tiens également, à remercier son collègue Mr ABED ILIES, pour son orientation qui m'a énormément aidé à trouver les touches exactes grâce auxquelles ma vision et l'application de travail est devenu plus facile dont plusieurs anomalies ont été corrigées.

Il est particulièrement de témoigner ma reconnaissance à toute l'équipe de la SEOR pour leur accueil au sein de la société et de m'avoir accepté durant les six mois de mon stage parmi eux.

J'adresse aussi mes remerciements à mes enseignants de l'ENSH pour l'ensemble de leurs cours et surtout pour l'effort qu'ils ont fournis pour notre bien être intellectuelle, aussi aux membres de jury d'avoir accepté l'évaluation de mon travail.

Finalement, mes remerciements se prolongent à tous ceux qui ont de près ou de loin contribué à l'élaboration de ce modeste travail pour le voir tenir la route.

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

A la personne que j'aime le plus dans le monde, que je dois beaucoup
pour ces sacrifices et son amour, à celle qui a attendu
avec patience les fruits de sa bonne éducation,...

A ma très chère mère *HAYAT*,

A mon cher père *ABDELMADJID* qui m'a beaucoup encouragé
et soutenu durant tout mon cycle d'études,

A mes chers frères qui sont toujours présents pour moi :

TALIBOU, SADEK et sa petite famille :

Alaâ Eddine et *Baraâ* ,

A mes chères sœurs *AHLEM* et *MAROUA*
qui sont le bonheur de ma vie,

A mes grands-mères que dieu les protège,

A toute la famille *BOUGHAZI* et *ARIJF*, proche et alliée

Aux frères et sœurs de l'ENSH,
ces gens qui ont été ma deuxième famille,
qu'ils puissent tous trouver ici l'expression de
ma reconnaissance, de mon estime et de mon amitié,
et plus particulièrement :

Amina, Chahrazed, Narimane, Nihed, Samia

A toute personne que j'ai rencontré dans ma vie,
qui m'a soutenue sans réserve, m'a aimé sans compter,

A tous ceux qui me sont chers.

A tous et à toutes, je dédie ce travail.

BOUGHAZI SAFAA, 2017

ملخص

نظرا للعجز الذي تعاني منه ولاية وهران من المياه الصالحة للشرب خاصة في فصل الصيف خطت الإدارات المعنية لمشروع تزويد من محطة تحلية مياه البحر التي تقع بالمقطع لتلبية احتياجات مياه الشرب للبلديات الشرقية للولاية و ذلك انطلاقا من وصل محطة التحلية بنظام نقل المياه لشبكة مستغانم- ارزيو- وهران. من خلال هذه المذكرة سندرس كل النقاط الضرورية لنقل المياه من محطة التحلية الى مخازن المياه.

Résumé :

Vu le déficit que subit la wilaya d'Oran en eau potable surtout en période estivale, les services concernés ont prévu un projet d'alimentation à partir de la station de dessalement située à El Magtaa afin de subvenir aux besoins en eau potable des communes de l'Est de la wilaya, et ceci à partir de la connexion de la station de dessalement avec le système d'adduction d'eau potable du couloir Mostaganem-Arzew-Oran.

A travers ce mémoire nous allons étudier tous les points nécessaires afin d'acheminer l'eau de la station de dessalement vers les réservoirs d'alimentation.

Abstract :

Given the deficit suffered by the wilaya of Oran drinking water especially in summer, the departments concerned have planned a project to supply from a desalination plant located in El Magtaa to meet the drinking water needs of commons Est the wilaya, from the connection of the desalination plant to the drinking water supply system of the Mostaganem-Arzew-Oran corridor.

Through this memorial we will consider all the points necessary to move water from the desalination plant to supply thanks.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction.....	2
I.1. La localisation géographique.....	2
I.2. Le découpage administratif.....	3
I.3. Situation climatique.....	4
I.3.1. Pluviométrie.....	4
I.3.2. Température.....	5
I.3.3. Evaporation.....	5
I.3.4. Le vent.....	5
I.3.5. Situation démographique.....	6
I.4. Données naturelles du site.....	6
I.4.1. Situation topographique.....	6
I.4.2. Sismicité.....	7
I.4.3. Aperçu géologique de la zone d'étude.....	7
I.4.4. Cadre hydrogéologique de la ville d'Oran.....	8
I.4.5. Situation hydraulique.....	8
Conclusion.....	9
Chapitre II : Estimation des besoins en eau	
Introduction.....	10
II.1. Evolution de la population.....	10
II.2. Evolution des besoins en eau potable.....	11
II.2.1. Généralités.....	11
II.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière.....	12
II.3.1. Consommation moyenne journalière.....	12
II.4. Estimation des pertes.....	13
II.5. Variation de la consommation.....	15
II.5.1. Variation de la consommation journalière.....	15
II.5.2. Variation de la consommation horaire.....	16
II.6. Variation des débits horaires (2ème méthode).....	19

II.6.1. La variation de la consommation horaire.....	19
Conclusion.....	33

Chapitre III: Ouvrages de stockage

Introduction.....	34
III. Etude des réservoirs	34
III.1. Rôles des réservoirs	34
III.2. Classification des réservoirs	34
III.3. Fonctions des réservoirs	35
III.4. Emplacement des réservoirs	35
III.5. Choix du réservoir	36
III.6. Description des réservoirs existants	36
III.7. Equipement des réservoirs.....	37
III.8. Capacité des réservoirs	38
III.8.1. Cas d'une adduction par refoulement.....	39
III.8.2. Cas d'une adduction gravitaire.....	40
III.9. Dimensionnement des réservoirs.....	40
III.9.1. Réservoirs de stockage	40
III.9.2. Dimensionnement des réservoirs tampons.....	42
III.9.3. Dimensionnement de la bache de la station de pompage.....	44
Conclusion.....	44

Chapitre IV: Etude d'adduction

Introduction.....	45
IV.1. Généralité.....	45
IV.2. Classification.....	45
IV.2.1. Adduction gravitaire.....	45
IV.2.2. Adduction par refoulement.....	45
IV.2.3. Adduction mixte	46
IV.3. Types d'écoulement.....	46
IV.3.1. Ecoulement à surface libre	46
IV.3.2. Ecoulement en charge	46

IV.4. Principe de choix du tracé	46
IV.5. Choix des variantes	47
IV.6. Choix du matériau des conduites	51
IV.7. Etude technico-économique	53
IV.7.1. Adduction par refoulement.....	53
IV.7.2. Adduction gravitaire.....	53
IV.8. Calcul hydraulique	53
IV.8.1. Etude de l’adduction par refoulement	53
IV.8.2. Frais d'exploitation	57
IV.8.3. Frais d'amortissement	59
IV.8.4. Cas gravitaire.....	60
IV.9. Calcul des diamètres économiques	61
IV.9.1. Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement.....	61
IV.9.2. Calcul du diamètre économique de la partie gravitaire	69
Conclusion.....	72

Chapitre V : Etude de pompage

Introduction	73
V.1. Choix de l’emplacement de la station de pompage.....	73
V.2. Choix du type de pompe.....	73
V.3. Choix de nombre de pompes	74
V.4. Les modes de couplage des pompes	74
V.7. Points de fonctionnement des pompes	77
V.8. Courbes caractéristiques de la conduite	77
V.9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	79
V.10. Etude de la cavitation	81
V.10.1. Les effets néfastes de la cavitation	81
V.10.2. Choix du nombre de collecteurs d’aspiration et leur dimensionnement.....	82
V.10.3. Calcul de la hauteur d’aspiration admissible	83
V.11.4. Calage de la pompe.....	84

V.11. Choix du moteur électrique	86
V.12. Choix du bâtiment	87
V.13. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage	87
Conclusion.....	90

Chapitre VI : Modélisation du système hydraulique MAO-MAGTAA

Introduction	91
VI.1. Description du système MAO.....	91
VI.2. Modèle MAO	93
VI.2.1. Présentation du logiciel	94
VI.2.2. Modèle employé	96
VI.3. Ensemble du système MAO – MAGTAA	97
VI.3.1. Modèle MAO – MAGTAA.....	99
VI.3.2. Analyse du sous-système Réservoir Araba – Oran	102
VI.4. Coût d'énergie de la station de pompage Hassi Ben Okba	114
Conclusion.....	116

Chapitre VII : Protection des conduites

Introduction	117
VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	117
VII.1.1. Définition	117
VII.1.2. Protection des conduites contre le coup de bélier	117
VII.1.3. Description des phénomènes physiques.....	118
VII.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	119
VII.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	121
VII.2. Protection des conduites contre la corrosion	126
VII.2.1. Généralités	126
VII.2.2. Les facteurs influençant la corrosion	126
VII.2.3. Mécanisme de la corrosion	127
VII.2.4. Classification de la corrosion.....	127
VII.2.4.2. Modes de formation de la corrosion	127
VII.2.5. Protection contre la corrosion	130

VII.3. Etude de la réversibilité de la conduite MAO	134
VII.3.1. Description de l'infrastructure	134
VII.3.2. Equipements existants le long de la conduite MAO	135
VII.3.2. Récapitulation de l'étude de la réversibilité de la conduite MAO	140
Conclusion.....	141

Chapitre VIII : Pose des canalisations et accessoires

Introduction	142
VIII.1. Pose des canalisations	142
VIII.1.1. Le Principe de pose des canalisations.....	142
VIII.1.2. Les actions reçues par les conduites	143
VIII.1.3. Le remblayage des tranchées	143
VIII.2. Accessoires	143
VIII.3. Organes de raccordement	148
VIII.4. Organes de mesure	149
VIII.4.1. Mesure de débit.....	149
VIII.4.2. Mesure de pression	150
Conclusion.....	151

Chapitre IX : Organisation de chantier et sécurité de travail

Introduction	152
IX.1. Organisation de chantier	152
IX.1.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	152
IX.1.2. Le volume des déblais	154
IX.1.3. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation.....	155
IX.2. Sécurité de travail.....	161
IX.2.1. Causes des accidents de travail	162
IX.2.2. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	163
IX.2.2.1. Protection individuelle	163
IX.2.3. Equipements auxiliaires	164
Conclusion.....	166

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Découpage administratif de la ville d'Oran	3
Tableau I.2 : Précipitations mensuelles et répartition de la pluie en pourcentage	5
Tableau I.3 : Répartition de la température	5
Tableau I.4 : Population par communes à l'année de recensement et actuelle.....	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Evolution de la population à différents horizons.....	10
Tableau II.2: Tableau récapitulatif des consommations journalières.....	13
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des consommations journalières totales.....	15
Tableau II.4: Tableau récapitulatif des consommations journalières.....	16
Tableau II.5: Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	17
Tableau II.6: Variation du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant.....	18
Tableau II.7: Variation des coefficients $K_{max,h}$ et $K_{min,h}$ pour chaque commune.....	18
Tableau II.8: Tableau récapitulatif des consommations horaires.....	19
Tableau II.9: Variation de la consommation horaire du G.U.O.....	20
Tableau II.10: Variation de la consommation horaire d'Arzew.....	22
Tableau II.11: Variation de la consommation horaire de Bethioua.....	24
Tableau II.12: Variation de la consommation horaire d'Es Senia.....	26
Tableau II.13: Variation de la consommation horaire de Bir el Djir.....	28
Tableau II.14: Variation de la consommation horaire de Oued Tlelat.....	30
Tableau II.15: Variation de la consommation horaire de Gdyel.....	32

Chapitre III : Ouvrages de stockage

Tableau III.1 : Fonctions d'un réservoir.....	35
Tableau III.2 : les caractéristiques des réservoirs existants.....	36
Tableau III.3 : Evaluation des volumes résiduels du réservoir Canastel à l'horizon 2047...41	41

Chapitre IV : Etude d'adduction

Tableau IV.1 : comparaison entre les différents types de matériaux.....	52
Tableau IV.2 : Les valeurs de M.....	56
Tableau IV.3 : Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau.....	56
Tableau IV.4 : les valeurs de α , λ , b	56
Tableau IV.5 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	59
Tableau IV.6 : Les différents tronçons de l'adduction.....	61
Tableau IV.7 : Les altitudes des différents points.....	61
Tableau IV.8 : Calcul de la HMT du tronçon SP-A.....	62
Tableau IV.9 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP-A.....	62
Tableau IV.10 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP-A.....	62
Tableau IV.11 : Bilan du tronçon SP-A.....	63
Tableau IV.12 : Calcul de la HMT du tronçon A-RT.....	64
Tableau IV.13 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon A-RT.....	64
Tableau IV.14 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon A-RT.....	64
Tableau IV.15 : Bilan du tronçon A-RT.....	64
Tableau IV.16 : Calcul de la HMT du tronçon A-SR.....	65
Tableau IV.17 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon A-SR.....	66
Tableau IV.18 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon A-SR.....	66
Tableau IV.19 : Bilan du tronçon A-SR.....	66
Tableau IV.20 : Calcul de la HMT du tronçon SR-Réservoir Canastel.....	67

Tableau IV.21 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR-Réservoir Canastel.....	68
Tableau IV.22 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR-Réservoir Canastel.....	68
Tableau IV.23 : Bilan du tronçon SR-Réservoir Canastel.....	68
Tableau IV.24 : Diamètre calculé de la partie gravitaire.....	70
Tableau IV.25 : Diamètre normalisé de la conduite gravitaire.....	71
Tableau IV.5 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire.....	71
Tableau IV. 27 : Le dimensionnement final de l'adduction	71

Chapitre V : Etude de pompage

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	75
Tableau V.2 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi.....	76
Tableau V.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR Réservoir Canastel.....)	78
Tableau V.5 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	83
Tableau V.6 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	87
Tableau V.7 : Les dimensions du bâtiment de la SR.....	90

Chapitre VI : Modélisation du système hydraulique MAO-MAGTAA

Tableau VI.1 : Les principales caractéristiques du système MAO.....	92
Tableau VI.2 : Les différents tronçons de l'adduction MAO.....	93
Tableau VI.3 : Résultats de la simulation hydraulique sur la conduite MAO.....	97
Tableau VI.4 : Les différents points de prise existants dans la partie STE-CR3.....	98
Tableau VI.5 : Les différents points de prise existants dans la partie SDEM Magtaa – Mostaganem.....	98
Tableau VI.6 : Les différents points de prise existants dans la partie tronçon SDEM Magtaa – Réservoir Araba – Réservoir Belgaid.....	99
Tableau VI.7 : Demandes réelles des dérivations existantes entre les réservoirs Araba et Belgaid.....	101
Tableau VI.8 : Les débits d'alimentation obtenus après la simulation.....	103

Tableau VI.9 : Les débits d'alimentation obtenus après la simulation.....	105
Tableau VI.10 : Les débits d'alimentation obtenus après la simulation.....	107
Tableau VI.11 : Les débits d'alimentation obtenus après la simulation.....	109
Tableau VI.12 : Comparaison entre le coût de la phase ordinaire et améliorée.....	116

Chapitre VII : Protection des conduites

Tableau VII.1 : Calcul du coup de bélier.....	120
Tableau VII.2 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	124
Tableau VII.3 : Calcul de la célérité d'onde pour l'adduction de refoulement.....	124
Tableau VII.4 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	124

Chapitre IX : Organisation de chantier et sécurité de travail

Tableau IX.1 : Choix du coefficient du talus.....	154
Tableau IX. 2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	155
Tableau IX.3 : Calcul des différents volumes.....	157
Tableau IX.4 : Calcul des frais des travaux.....	157
Tableau IX.5 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet.....	158
Tableau IX.6 : Détermination du délai de la réalisation.....	160

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Localisation géographique d'Oran sur le nord Algérien	2
Figure I.2: Délimitation et frontières de la wilaya d'Oran	3
Figure I.3 : Découpage administratif de la ville d'Oran	4
Figure I.4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Histogramme de l'évolution démographique pour différents horizons.....	11
Figure II.2 : Histogramme représentatif des débits journaliers à l'an 2047.	14
Figure II.3: Variation du débit journalier.	16
Figure II.4: Histogramme de la variation de la consommation horaire du G.U.O.	21
Figure II.5: Histogramme de la variation de la consommation horaire d'Arzew.	23
Figure II.6: Histogramme de la variation de la consommation horaire de Bethioua.	25
Figure II.7: Histogramme de la variation de la consommation horaire d'Es Senia.	27
Figure II.8 : Histogramme de la variation de la consommation horaire de Bir el Djir.	29
Figure II.9: Histogramme de la variation de la consommation horaire d'Oued Tlelat.	31
Figure II.10: Histogramme de la variation de la consommation horaire de Gdyel.	33

Chapitre III : Ouvrages de stockage

Figure III.1 : Schéma d'un réservoir Semi-enterré.....	38
Figure III.2 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.....	40

Chapitre IV : Etude d'adduction

Figure IV.1 : Schéma synoptique vertical (variante N°01).....	49
Figure IV.2 : Schéma synoptique vertical (variante N°02).....	50
Figure IV.3 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon SP-A.....	63
Figure IV.4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon A-RT.....	65
Figure IV.5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon A-SR.....	67
Figure IV.6 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon SR- RCanastel...69	69

Chapitre V : Etude de pompage

Figure V.1 : Couplage de deux pompes en série.....	74
Figure V.2 : Couplage de deux pompes en parallèle.....	75
Figure V.3 : Courbes caractéristiques de la pompe type Omega 250-600 A.....	76
Figure V.4 : Détermination du point de fonctionnement.....	77
Figure V.5 : Point de fonctionnement de la pompe de SR.....	78
Figure V.8 : Graphe des courbes NPSH.....	82

Chapitre VI : Modélisation du système hydraulique MAO-MAGTAA

Figure VI.1 : Modèle initial du réseau de l'adduction MAO.....	96
Figure VI.2 : Schéma d'installation SDEM Magtaa – Réservoir tampon Araba.....	100
Figure VI.3 : Schéma d'installation Réservoir Araba – SP Hassi Ben Okba – Réservoir d'Oran (BELGAID).....	100
Figure VI.4 : Point de fonctionnement des pompes de Hassi Ben Okba.....	102
Figure VI.5 : Courbe de modulation de vitesse pour les pompes de la SDEM et Hassi Ben Okba.....	104
Figure VI.6 : Courbe de modulation de vitesse pour les pompes de Hassi Ben Okba.....	106
Figure VI.7 : Courbe de modulation de vitesse pour les pompes de la SDEM.....	106
Figure VI.8 : Courbe de modulation de vitesse pour les pompes de Hassi Ben Okba.....	108

Figure VI.9 : Courbe de modulation de vitesse pour les pompes de la SDEM.....	108
Figure VI.10 : Résultats de la simulation (SDEM MAGTAA).....	110
Figure VI.11 : Résultats de la simulation (Réservoir Araba).....	111
Figure VI.12 : Résultats de la simulation (SP de Hassi Ben Okba).....	112
Figure VI.13 : Résultats de la simulation (vers Belgaid, Canastel et Bir el Djir).....	113
Figure VI.14 : Courbe de modulation de vitesse pour les prix d'énergie (SP)	115
Figure IV.15 : Courbe de modulation de vitesse des pompes (SP).....	115
Figure VII.1 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du Réservoir.....	121
Figure VII.2 : Schéma d'un réservoir d'air.....	125
Figure VII.3 : Corrosion par formation de piles.....	129
Figure VII.4 : Diagramme de POURBAIX pour le fer.....	131
Figure VII.5 : Protection cathodique à l'aide d'anode au magnésium.....	132
Figure VII.6 : Soutirage de courant.....	133
Figure VII.7 : Dispositif de la protection.....	133
Figure VII.8 : Conduite MAO. Ventouse type disposée le long de la conduite.....	13
Figure VII.9 : Conduite MAO. Vidange type disposée le long de la conduite.....	137
Figure VII.10 : Section type joint de démontage.....	137
Figure VII.11 : Vanne type installée dans la conduite MAO.....	139
Figure VII.12 : Recommandation de l'installation.....	139

Chapitre VIII : Pose des canalisations et accessoires

Figure VIII.1 : Robinet vanne papillon.....	144
Figure VIII.2 : Clapet anti retour.....	144
Figure VIII.3 : Réducteur de pression.....	145
Figure VIII.4 : Les différents types de ventouses.....	146
Figure VIII.5 : Bouche d'incendie.....	147

Figure VIII.6 : Crépine.....	147
Figure VIII.7 : Les différents types de débitmètres	147
Figure VIII.8 : Manomètre à aiguilles.....	150
Figure VIII.9: Manomètre à soufflet.....	150

Chapitre IX : Organisation de chantier et sécurité de travail

Figure IX.1 : Schéma de la tranchée.....	154
Figure IX.2 : Pelle équipée en rétro.....	158
Figure IX.3 : Bulldozer.....	159
Figure IX.4 : Rouleau lisse.....	159
Figure XI.5 : Réseau à nœud.....	161
Figure IX.6 : casque, gans, chaussures, lunettes de protection.....	163
Figure IX.7 : Le pont roulant.....	164

Listes des planches

Planche 01 : Plan de situation de l'adduction au couloir Mostaganem-Arzew-Oran.

Planche 02 : Profil en long de l'adduction de refoulement.

Planche 03 : Profil de l'adduction MAO.

Planche 04 : Accessoires de l'adduction.

ABREVIATIONS

ADE : Algérienne Des Eaux.

A.E.P : Alimentation en Eau Potable.

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.

APC : Assemblée Populaire Communale.

BPAT : Béton Précontraint à Ame en Tôle.

Cp : Côte piézométrique.

CTN : Côte de Terrain Naturel.

CTP : Côte de Trop Plein.

DHW : Direction d'Hydraulique de la Wilaya.

DRE : Direction des Ressources en Eau.

FD : Fonte Ductile.

G.U.O : Groupement Urbain d'Oran.

HMT : Hauteur Manométrique Totale.

l/j/hab : Litre pa jour par habitant.

MAO : Adduction au couloir Mostaganem-Arzew-Oran.

mce : Mètre Coulomb d'Eau

NGA : Niveau Géographique Algérien.

ONS : Office National des Statistiques.

ONM : Office National Météorologique.

RT : Réservoir Tampon.

SEOR : Société de l'Eau et de l'assainissement d'ORAN.

SDEM : Station de Dessalement des Eaux de Mer.

SP : Station de Pompage.

SR : Station de Reprise.

STE : Station de Traitement des Eaux.

T : Taux d'accroissement.

TGO : Transfert GARGAR – ORAN

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est confrontée à des besoins en eau considérables. L'évolution de la population, son urbanisation rapide, les exigences du développement économique et l'amélioration du niveau de vie auxquelles doit faire face le pays sont autant de facteurs qui induisent une progression rapide de la demande tant en eau potable et industrielle que celle du secteur de l'agriculture irriguée.

Le Ministère des ressources en eau a choisi le plan directeur de la région Ouest comme solution alternative envisageant le transfert des ressources disponibles du bassin de Cheliff pour l'approvisionnement en eau potable des agglomérations situées sur le couloir Mostaganem-Arzew-Oran (MAO).

L'objectif du système de transfert Cheliff-Kerradda-STE et adduction Mostaganem-Arzew-Oran (MAO) est de régulariser et de transférer l'eau disponible dans le tronçon final de l'oued Cheliff pour l'approvisionnement en eau potable du couloir Mostaganem-Arzew-Oran. L'aménagement de production d'eau de ce système est conçu pour transférer 155 Million de m³/an pour l'alimentation du couloir suscité, répartis comme suit :

- ✓ 45 Million de m³/an pour la wilaya de Mostaganem.
- ✓ 110 Million de m³/an pour la wilaya d'Oran.

Ce système intègre les ouvrages principaux suivants :

- Barrage de dérivation et système de prise d'eau sur Cheliff ;
- Barrage de stockage de Kerrada ;
- Station de traitement d'eau (STE) ;
- Station de pompage SP1 ;
- Conduite d'adduction au couloir Mostaganem-Arzew-Oran (lot 3,1) et deux réservoirs de distribution près des villes Oran et Mostaganem ;
- Station de dessalement des eaux de mer prévue pour l'alimentation en eau potable de la ville de Mascara à partir du réservoir tampon ARABA.
- Station de pompage Hassi Ben Okba.
- Piquage prévu vers les réservoirs Canastel et Bir el Djir avec la mise en service de la SDEM pour l'alimentation de l'Est de la ville d'Oran et une partie de Mostaganem.

Notre projet consiste à l'exploitation de ce système d'adduction en intégrant la station de dessalement d'El Magtaa pour une alimentation totale de l'Est de la ville d'Oran à partir du nouveau système hydraulique MAO-SDEM MAGTAA afin de satisfaire les besoins en eau potable des différentes agglomérations concernées sur une longue durée.

Vu l'importance du projet, ce mémoire de fin d'études n'abordera qu'une partie de transfert vers l'Est d'Oran à partir du système hydraulique MAO-MAGTAA. Il se compose de neuf chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

Introduction

Ce chapitre consiste à la présentation de la zone d'étude qui portera sur la collecte des données de base et leur traitement à savoir :

- La collecte des données et leur analyse (DHW, ADE, APC, ANRH, SEOR).
- L'analyse de la situation hydraulique actuelle de la wilaya d'Oran.

Le traitement de toutes ces données nous permettra d'attribuer notre projet sur des bases solides.

I.1. La localisation géographique

La wilaya d'Oran présente une des plus importantes métropoles du Maghreb. C'est une structure administrative et la deuxième ville d'Algérie qui se situe au nord-ouest du pays, à 432 km de la capitale Alger et le chef lieu de la Wilaya du même nom, en bordure du golfe d'Oran.

C'est une ville populaire de la Méditerranée qui s'étend sur une superficie de 2 114 km².

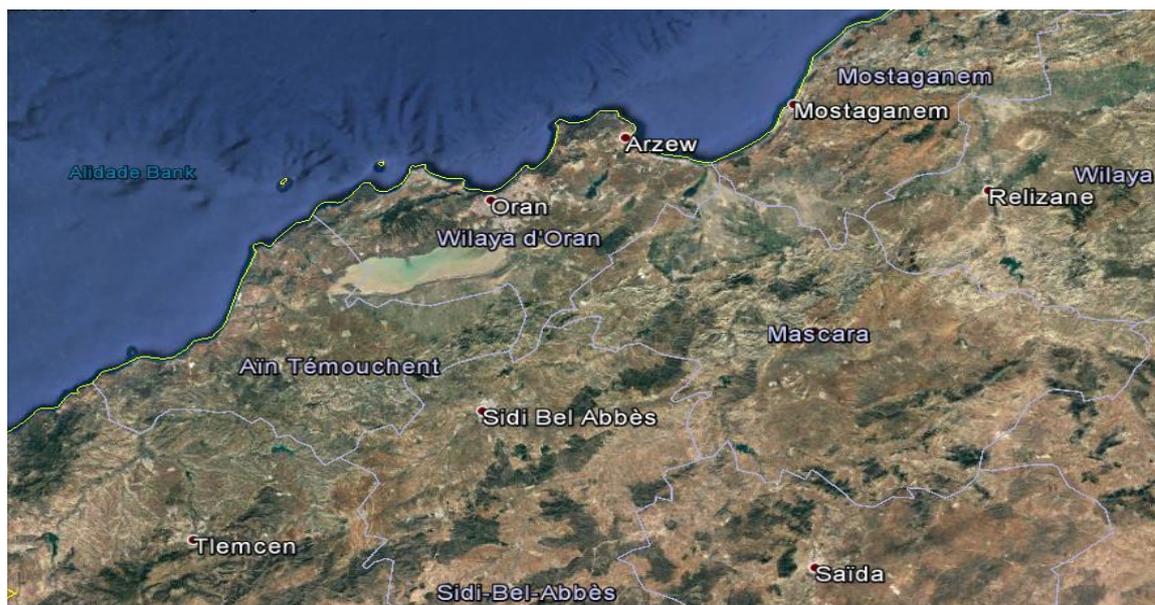
Elle est bordée :

- Au nord par la Mer Méditerranée,
- Au sud par la wilaya de Mascara,
- A l'ouest par la wilaya de Ain Temouchent,
- Au sud-ouest par la wilaya de Sidi Bel Abbès,
- A l'est par la wilaya de Mostaganem.



Source : Google Earth.

Figure I.1: Localisation géographique d'Oran sur le nord Algérien.



Source : Google Earth.

Figure I.2: Délimitation et frontières de la wilaya d'Oran.

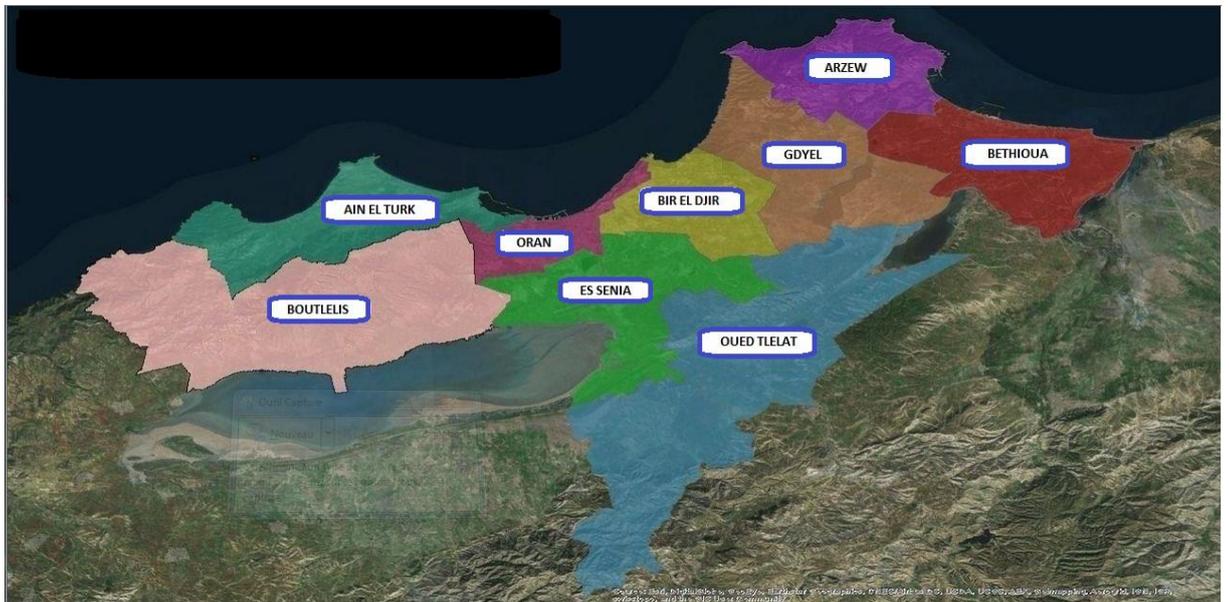
I.2. Le découpage administratif

La wilaya d'Oran est divisée en neuf Daïra sur lesquelles se répartissent vingt six communes. Elle fait partie de l'agence de bassin de la région de l'Oranie. Le découpage administratif est le suivant :

Tableau I.1 : Découpage administratif de la ville d'Oran

Daïra	Superficie (Km ²)
Groupement urbain d'Oran	64
Ain el Turk	162,76
Arzew	123,59
Bethioua	197,01
Es Senia	181,56
Bir el Djir	101,7
Boutlelis	672,17
Oued Tlelat	422,43
Gdyel	188,78
Total	2114

La carte suivante montre les différentes agglomérations de la wilaya d'Oran.



Source : SEOR.Télécontrôle.

Figure I.3 : Découpage administratif de la ville d'Oran.

I.3. Situation climatique

Oran bénéficie d'un climat méditerranéen marqué par une sécheresse estivale, des hivers doux, un ciel lumineux et dégagé. Pendant les mois d'été, les précipitations deviennent rares voire inexistantes. L'anticyclone subtropical recouvre la région oranaise pendant près de quatre mois. En revanche la région est bien arrosée en hiver.

I.3.1. Pluviométrie

I.3.1.1. Caractéristiques pluviométriques de l'année hydrologique 2010/2011

La pluviométrie enregistrée pendant l'automne 2010 (Septembre, Octobre, Novembre) constitue 29,0 % du cumul annuel, soit une pluie de 125,4 mm, alors que celle relevée de l'automne 2009 est de 21,0 %, soit une pluie cumulée de 104,5 mm l'hiver 2011 (Décembre, Janvier, Février) a enregistré 22,4 % du cumul soit une pluie de 96,6 mm. Au printemps (Mars, Avril, Mai), les précipitations ont atteint 43,1 % et n'ont pas dépassé les 6 % en été, (Tableau I.2).

Tableau I.2 : Précipitations mensuelles et répartition de la pluie en pourcentage pour l'année hydrologique 2010/2011

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Cumul
Pluie du mois (mm)	13,0	64,5	47,9	30,2	29,8	36,6	23,2	85,5	76,9	13,8	1,0	8,4	430,7
Moyenne mensuelle (mm)	16,5	40,4	50,2	58,0	57,7	52,8	60,6	47,7	37,4	10,1	2,6	5,0	438,8
Répartition (%)	3,0	14,9	11,1	7,0	6,9	8,5	5,4	19,8	17,8	3,2	0,2	1,9	100,0

Source : ANRH d'Oran.

I.3.2. Température

Dans la classification de Koppen, la Wilaya d'Oran est une région à climat méditerranéen chaud. C'est un climat tempéré chaud avec un été sec.

La moyenne mensuelle du mois le plus chaud est de 30°C en Août et celle du mois le plus froid est de 5°C en Janvier (**Tableau I.3**).

Tableau I.3 : Répartition de la température pour l'année 2012

Température	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Min moy (°C)	17	13	9	7	5	7	8	10	13	17	19	20	12
Moyenne (°C)	23	10,1	15	12	10	12	13	15	18	21	24	25	17
Max moy (°C)	28	3,2	20	16	15	16	18	20	22	26	29	30	22

Source : ANRH d'Oran.

I.3.3. Evaporation

L'évaporation est importante. Elle est en moyenne de 66 mm au mois d'Avril et de 106 mm au mois de Septembre, soit environ 1222 mm annuellement.

I.3.4. Le vent

Le régime climatique se caractérise aussi par des vents qui n'apportent généralement que peu d'humidité. Lors de leur passage sur les reliefs marocains et espagnols, ces vents perdent une grande partie de leur humidité.

Les vents ont une vitesse moyenne de 16,65 Km/h. Cette dernière est plus élevée en mois de (Mai, Juin, Juillet) avec plus de 18,5 Km/h et moins élevée durant les mois d'hiver avec 12,95 à 16,65 Km/h. La direction dominante des vents est Ouest-Sud-Ouest.

I.3.5. Situation démographique

La wilaya d'Oran une ville populaire est qui atteint actuellement les 1,2 milliard d'habitants, un parc de logement de plus de 308.620 unités. Sachant que la superficie du territoire de la wilaya est de 2114 Km², la densité de la population est ainsi de l'ordre de 717 hab/Km² et le taux d'accroissement moyen est évalué à 1.9 %.

Les localités concernées par notre étude sont :

- ✓ Le groupement urbain d'Oran ;
- ✓ Arzew ;
- ✓ Bethioua ;
- ✓ Es Senia ;
- ✓ Bir el Djir ;
- ✓ Oued Tlelat ;
- ✓ Gdyel.

Selon le recensement effectué en 2008 le nombre d'habitant de la zone concernée par notre étude est comme suit :

Tableau I.4 : Population par communes à l'année de recensement et actuelle

Daira	Population en 2008 (habitants)	Taux d'accroissement %	Population en 2017 (habitants)
G.U.O	609014	1.9	721431
Arzew	70951	1.9	84048
Bethioua	17758	1.9	21036
Es Senia	96928	1.9	114820
Bir el Djir	152151	1.9	180236
Oued Tlelat	18397	1.9	21793
Gdyel	37315	1.9	44203
Total	1002514	1.9	1187567

Source : ONS.

I.4. Données naturelles du site

I.4.1. Situation topographique

La ville d'Oran est située sur un vaste plateau d'altitude moyenne de 110 m, surmontée à l'Ouest par des collines à 200 m d'altitude.

Le secteur Sud-Ouest, d'une altitude moyenne de 116 m, est incliné légèrement vers le centre, ou l'altitude varie de 100 m vers le 2^{ème} boulevard périphérique. Ainsi que le secteur Nord-Est parte d'une altitude de l'ordre de 135 m et se dirige vers le centre-ville avec des pentes plus ou moins fortes.

I.4.2. Sismicité

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante et dont la figure ci-dessous représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. La figure I.4 du « RPA 99, version 2003 » donne la classification sismique par zone.

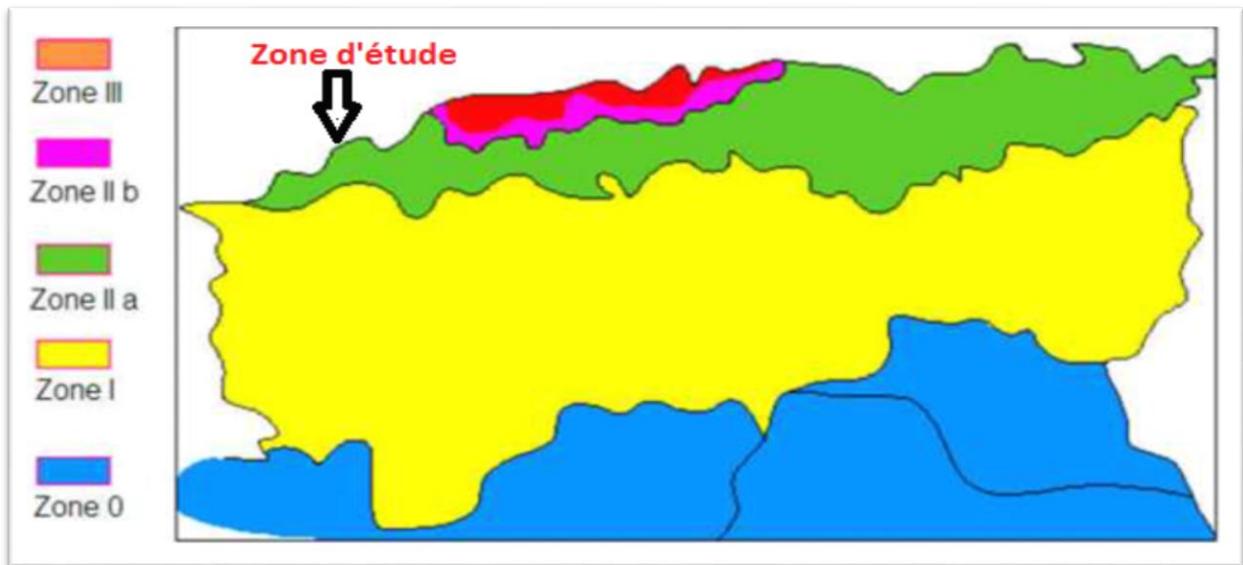


Figure I.4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.

Zone 0 : Sismicité négligeable.

Zone I : Sismicité faible.

Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne.

Zone III : Sismicité élevée.

Notre zone d'étude appartient à la zone IIa, dont le risque sismique est moyen mais ça n'empêche pas à prendre les précautions lors de la réalisation d'un ouvrage hydraulique.

I.4.3. Aperçu géologique de la zone d'étude

La zone d'étude fait partie de la chaîne côtière qui est une entité géographique qui a pour limites méridionales les hautes plaines et hauts plateaux et elle fait partie de l'orogénèse alpine, la structure géologique se caractérise par des emplacements de nappes d'âge Miocène.

La morphologie régionale détermine, du Nord vers le Sud, deux sillons différents :

- Un sillon littoral septentrional par la plaine des Andalouses, étroit, disloqué par les effondrements quaternaires (graben de Mers El Kebir), prolongé vers l'Est par les plateaux de Mostaganem.
- Un sillon médian (plateau d'Oran – Grande Sebka) prolongeant vers l'ouest le sillon du bassin du Chellif,

I.4.4. Cadre hydrogéologique de la ville d'Oran

I.4.4.1. Formations aquifères de la région d'Oran

Des formations les plus récentes aux formations les plus anciennes, elles sont représentées par :

- L'ensemble du dépôt Moi-Pliocène, Calabrien et Quaternaire du Sud d'Oran.
- Les calcaires du Miocène supérieur du massif du Murdjadjo.
- Les zones d'affleurement de Calabrien à l'Est et au Sud-Est d'Oran.

I.4.4.2. Piézométrie

La nappe phréatique dans la région d'Oran est de type libre. Elle peut être semi-captive dans les zones de recouvrement argileux présent au toit de la nappe.

I.4.5. Situation hydraulique

I.4.5.1. Ressources conventionnelles

Un réseau hydrographique très peu développé sachant qu'une grande partie de la wilaya appartient au bassin endoréique de la Sebkhia d'Oran qui possède une ressource en eau riche mais salée.

Pour la majeure partie la ville d'Oran est alimentée par des transferts régionaux en provenance d'autres Wilaya :

- | | | |
|--|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • Barrage de Fergoug • Barrage de Gargar (TGO) : Ancien • Prise de Chellif (Couloir MAO) : Nouveau | } | Transferts Est (350 000 m ³ /j) |
| <ul style="list-style-type: none"> • Prise de Tafna • SDEM Chat el Hilel • Barrage de Beni Bahdel • Barrage de Sidi Abdelli | } | Transferts Ouest (70 000 m ³ /j) |

I.4.5.2. Ressources non conventionnelles

Une faible partie de la ville d'Oran est alimentée par des ressources locales : la source de Ras el Ain et le forage de Bredeah.

La sécheresse qu'a connue la wilaya d'Oran a affecté le niveau des ressources mobilisables de manière importante. Les installations de transferts, de stockage et de distribution ont été exploitées à moins de la moitié de leur capacité en raison du déficit enregistré dans les bilans hydriques. Les programmes d'urgences qui ont été mis en œuvre ont porté en plus des transferts externes, sur la mobilisation des nouvelles ressources locales et notamment le dessalement de l'eau de mer et l'épuration des eaux usées.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données vont nous aider à garantir une meilleure exploitation du système d'adduction du couloir Mostaganem-Arzew-Oran pour l'alimentation en eau potable de l'Est de la ville d'Oran.

Introduction

Le présent chapitre a pour but de mettre en évidence l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable à différents horizons pour l'alimentation de l'est de la ville d'Oran sur une longue durée.

II.1. Evolution de la population

Les localités concernées sont : le groupement urbain d'Oran, Arzew, Bethioua, Es Senia, Bir el Djir, Oued Tlelat, Gdyel.

Comme le montre le tableau suivant, le nombre d'habitants varie d'une localité à une autre. Le nombre d'habitants total estimé en 2008 des différentes communes concernées par notre étude est de **1002514** habitants et suivant un taux d'accroissement de la population de 1,9 %, ce nombre a été légèrement augmenté actuellement à voir les **1187567** habitants.

L'évolution démographique à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année de recensement par la relation :

$$P_X = P_0 * (1 + \alpha)^n \quad \text{(II.1)}$$

P_X : Population à l'horizon actuel ;

P_0 : Population à l'année de recensement 2008.

α : Taux d'accroissement démographique, α moyen de la wilaya est estimé à 1.9 % ;

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon d'étude (30 ans).

Les résultats de calcul de l'évolution de la population à différents horizons sont donnés dans le tableau suivant :

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

Daira	Population en 2008	Population en 2017	Population en 2027	Population en 2037	Population en 2047
G.U.O	609014	721431	870837	1051184	1268880
Arzew	70951	84048	101454	122464	147826
Bethioua	17758	21036	25392	30651	36999
Es Senia	96928	114820	138599	167302	201949
Bir el Djir	152151	180236	217563	262619	317006
Oued Tlelat	18397	21793	26306	31754	38330
Gdyel	37315	44203	53357	64407	77746
Total	1002514	1187567	1433507	1730381	2088736

- A l'horizon 2047 le nombre d'habitants de l'Est de la wilaya atteindra les **2088736 habitants**.

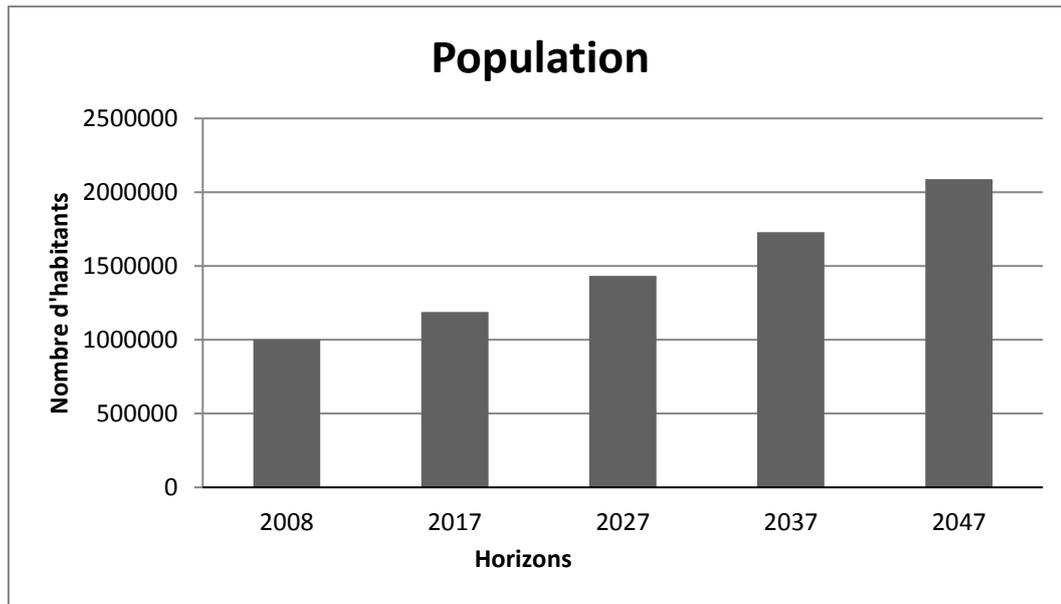


Figure II.1 : Histogramme de l'évolution démographique pour différents horizons.

II.2. Evolution des besoins en eau potable

II.2.1. Généralités

La consommation moyenne journalière est déterminée à partir des besoins suivants :

➤ **Besoins domestiques :**

Ceci concerne les utilisations au niveau des familles et comprend l'eau nécessaire pour cuisiner, laver, nettoyer, boire, la préparation des repas, l'arrosage des jardins familiaux...etc. Leur estimation dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

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

➤ **Besoins industriels et agricoles :**

Ils concernent les utilisations d'eau qui sont liées à des activités économiques et à l'agriculture.

La consommation industrielle dépend du produit fabriqué et surtout du procédé de fabrication utilisé.

Les grandes industries sont parfois isolées de la ville et alimentée par des réseaux indépendants.

➤ **Besoins publics :**

Les besoins publics englobent le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et la consommation en eau demandée par les administrations, les établissements d'enseignement, les hôpitaux...etc.

➤ **Besoin scolaires :**

C'est la quantité d'eau demandée par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formations...etc.

➤ **Besoin sanitaires :**

C'est la quantité d'eau nécessaire pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (water-closet) et des éviers...etc.

➤ **Besoins des ZET (zones d'extension touristiques):**

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique.

➤ **Besoins d'incendie :**

C'est la quantité d'eau nécessaire pour la lutte contre l'incendie.

II.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière

On constate que les agglomérations, concernées par notre étude, sont majoritairement urbaines.

Afin de prévoir une évolution de la consommation, on prendra en considération les extensions des agglomérations, ainsi que du développement progressif de la consommation individuelle.

Vu l'insuffisance de la consommation domestique en eau potable, due au redressement du niveau de vie et le progrès d'hygiène, on prendra une marge de sécurité sur les quantités requises, afin d'assurer une bonne distribution.

En ce qui concerne la production de l'eau potable sur le couloir MAO, notamment pour l'alimentation de l'est de la ville d'Oran par l'eau arrivant de la station de dessalement SDEM d'El Magtaa, la dotation actuelle est égale à **150 l/j/hab**, la prévision de la direction de l'hydraulique de la wilaya d'Oran a mis en évidence une augmentation de la dotation qui atteindra les **200 l/j/hab** pour un futur horizon.

II.3.1- Consommation moyenne journalière

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

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

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

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

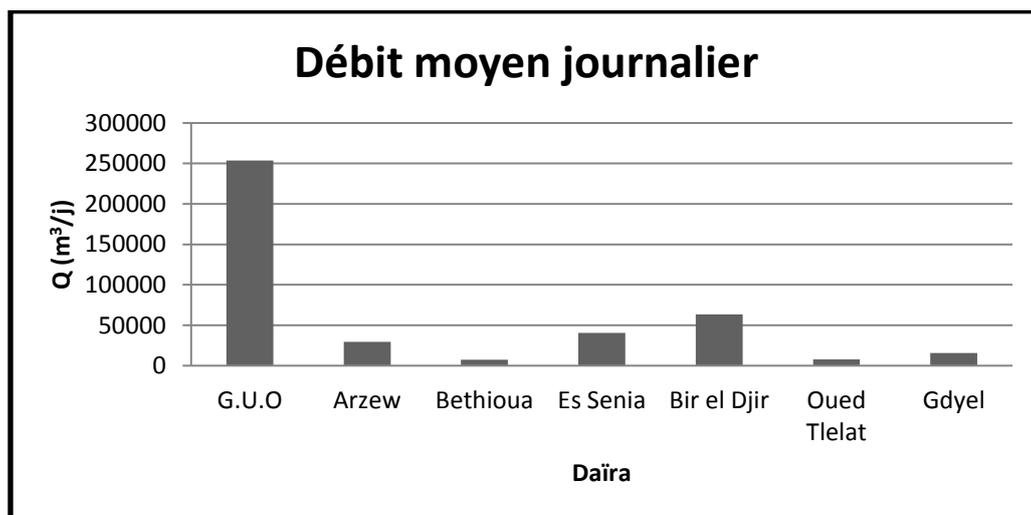
N : nombre d'habitants

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers sont donnés pour chaque commune dans le tableau suivant :

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des consommations journalières

Daïra	Dotation (l/j/hab) 2017	Dotation (l/j/hab) 2027	Besoins moyens journaliers (m ³ /j)			
			2017	2027	2037	2047
G.U.O	150	200	108214.68	174167.36	210236.74	253775.94
Arzew	150	200	12607.16	20290.75	24492.88	29565.26
Bethioua	150	200	3155.39	5078.48	6130.21	7399.75
Es Senia	150	200	17222.97	27719.71	33460.36	40389.87
Bir el Djir	150	200	27035.46	43512.53	52523.80	63401.27
Oued Tlalat	150	200	3268.93	5261.22	6350.80	7666.02
Gdyel	150	200	6630.44	10671.44	12881.45	15549.15
Total	150	200	178135.04	286701.48	346076.24	417747.27

- A l'horizon 2047, les besoins sont estimés à **417747.27 m³/j**, soit un débit de **4835.04 l/s**.

**Figure II.2 :** Histogramme représentatif des débits journaliers à l'an 2047.

II.4. Estimation des pertes

Par le terme « pertes », il désigne la part du volume total introduit dans un réseau de distribution et qui ne peut être considéré dans les calculs de bilan (volume mesuré distribué par rapport au volume mesuré prélevé).

Les pertes sont réparties en deux catégories à savoir : les pertes administratives et les pertes physiques :

- Les pertes administratives concernent surtout:
 - Les prélèvements non comptabilisés des branchements domestiques (manque de compteurs) ;
 - Le système de facturation au forfait ;
 - Les prélèvements illégaux ;
- Les pertes physiques concernent surtout:
 - Les fuites dans le réseau d’approvisionnement (joints défectueux des raccordements des tuyaux, conduites et robinetterie, réservoirs non étanches, perforation des conduites, etc.) ;
 - Autres prélèvements non rémunérés comme par exemple, prise pour la lutte contre les incendies,
- prélèvements pour travaux d’inspection et entretien du réseau, rinçage des conduites etc.

Le calcul du besoin en eau à fournir pour satisfaire la demande en eau des différents secteurs se fait comme suit :

Considérer un taux de perte de 20% selon une estimation de DRE de l’état futur de réseau :

$$\text{Besoin} = 20\% * \text{Demande totale (m}^3/\text{j)} = 1.2 * Q_{\text{moy j.}}$$

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des consommations journalières totales

Daira	Q_{moyj} (m³/j)	Pertes (%)	Q_{moyj} total (m³/j)
G.U.O	253775.94	20	304531.13
Arzew	29565.26	20	35478.31
Bethioua	7399.75	20	8879.70
Es Senia	40389.87	20	48467.84
Bir el Djir	63401.27	20	76081.53
Oued Tlelat	7666.02	20	9199.23
Gdyel	15549.15	20	18658.98
Total	417747.27	20	501296.72

Le débit moyen journalier total tenant compte des pertes est égale à **501296.72 m³/j** soit un débit de **5802.05 l/s**.

II.5. Variation de la consommation

II.5.1. Variation de la consommation journalière

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

➤ **Consommation maximale journalière :**

Le débit relatif au jour de plus grande consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs. Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \quad (II.3)$$

$Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/j) ;

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j)

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j} = (1.1 - 1.3)$ [2]

On prend $K_{max,j} = 1.3$

➤ **Consommation minimale journalière :**

Ce débit relatif au jour de faible consommation de l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs. Il s'obtient par la relation suivante :

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

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m³/j) ;

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j) ;

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{min,j} = (0.7 - 0.9)$ [2]

On prend $K_{min,j} = 0.9$.

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

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des consommations journalières

Daïra	$Q_{moy,j}$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$
G.U.O	304531.13	0.9	274078.02	1.3	395890.47
Arzew	35478.31	0.9	31930.48	1.3	46121.80
Bethioua	8879.70	0.9	7991.73	1.3	11543.61
Es Senia	48467.84	0.9	43621.06	1.3	63008.19
Bir el Djir	76081.53	0.9	68473.38	1.3	98905.99
Oued Tlelat	9199.23	0.9	8279.31	1.3	11959.00
Gdyel	18658.98	0.9	16793.08	1.3	24256.67
Total	501296.72	0.9	451167.05	1.3	651685.74

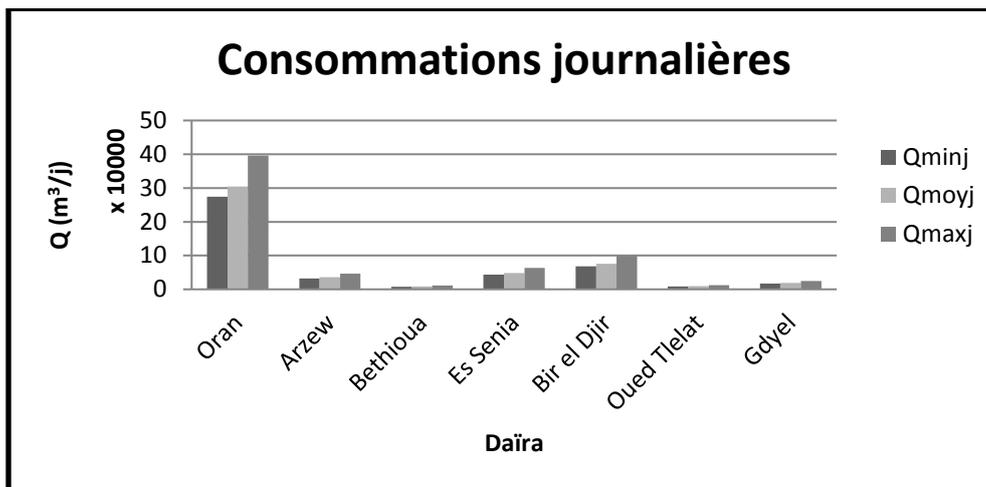


Figure II.3: Variation du débit journalier.

II.5.2. Variation de la consommation horaire

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires. Le débit moyen horaire (horizon 2047) est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}}/24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{II.5})$$

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire (m^3/h);

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

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

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

Les consommations maximale et minimale horaires sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaires ($K_{\text{max,h}}$, $K_{\text{min,h}}$) 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 correspond au coefficient maximum horaire qui se compose de deux autres coefficients ayant les caractéristiques suivants :

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

Donc le coefficient maximum horaire s'écrit comme suit :

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

Tableau II.5: 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

Source : Polycopie d'Alimentation en Eau Potable, B.Salah,ENSH 1994

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

Le débit maximal horaire est donc :

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

➤ **Consommation minimale horaire**

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire qui se compose de deux autres coefficients ayant les caractéristiques suivants :

- 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 entre 0,4 et 0,6.
- Un coefficient β_{max} dépendant de l'accroissement de la population.

Donc le coefficient maximum horaire s'écrit comme suit :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \tag{II.8}$$

Tableau II.6: 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

Source : Polycopie d'Alimentation en Eau Potable, B.Salah,ENSH 1994

Pour notre cas, on prend $\alpha_{min}= 0.5$.

Le débit minimal horaire est donc :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} * Q_{moy,h} \tag{II.9}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau II.7: Variation des coefficients $K_{max,h}$ et $K_{min,h}$ pour chaque commune

Daïra	Population en 2047	β_{max}	$K_{max,h}$	β_{min}	$K_{min,h}$
G.U.O	1268880	1,03	1,34	0,83	0,42
Arzew	147826	1,09	1,42	0,77	0,39
Bethioua	36999	1,14	1,48	0,68	0,34
Es Senia	201949	1,01	1,31	0,79	0,40
Bir el Djir	317006	1,03	1,34	0,83	0,42
Oued Tlelat	38330	1,14	1,48	0,69	0,35
Gdyel	77746	1,12	1,46	0,65	0,33

Tableau II.8: Tableau récapitulatif des consommations horaires

Daïra	$Q_{moy,h}$	$Q_{min,h}$	$Q_{max,h}$
G.U.O	12688,80	16495,44	6344,40
Arzew	1478,26	2075,48	539,57
Bethioua	369,99	553,13	111,00
Es Senia	2019,49	2782,86	777,50
Bir el Djir	3170,06	4244,72	1315,58
Oued Tlelat	383,30	573,04	114,99
Gdyel	777,46	1131,98	260,45
Total	20887,36	27856,64	9463,48

II.6. Variation des débits horaires (2ème méthode)

Afin de déterminer le débit de pointe, on s'est basé sur la méthode qui donne la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération (**voir Annexe II**) :

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

Puisque notre zone d'étude comprend neuf localités, on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles à l'horizon choisi 2046.

- Le groupement urbain d'Oran, Arzew, Es Senia et Bir el Djir engendrent un nombre d'habitant très important **>100000** ce qui amène leur consommation de varier selon la 5^{ème} colonne.
- La Daïra de Gdyel contiennent un nombre d'habitant compris entre **50000** et **100000** ce qui correspond à une variation de consommation selon la 4^{ème} colonne.
- Les Daïra : Bethioua et Oued Tlelat ont un nombre d'habitant compris entre **10000** et **50000** ce qui amène leur consommation de varier selon la 3^{ème} colonne.

II.6.1. La variation de la consommation horaire

La variation de la consommation horaire pour les différentes zones est présentée dans les tableaux suivants :

Tableau II.9: Variation de la consommation horaire du G.U.O

Heures	Débit total $Q_{\max,j} = 395890.47 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation Cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,35	13262,33	3,35	13262,33
1-2	3,25	12866,44	6,60	26128,77
2-3	3,3	13064,39	9,90	39193,16
3-4	3,2	12668,50	13,10	51861,65
4-5	3,25	12866,44	16,35	64728,09
5-6	3,4	13460,28	19,75	78188,37
6-7	3,85	15241,78	23,60	93430,15
7-8	4,45	17617,13	28,05	111047,28
8-9	5,2	20586,30	33,25	131633,58
9-10	5,05	19992,47	38,30	151626,05
10-11	4,85	19200,69	43,15	170826,74
11-12	4,6	18210,96	47,75	189037,70
12-13	4,6	18210,96	52,35	207248,66
13-14	4,55	18013,02	56,90	225261,68
14-15	4,75	18804,80	61,65	244066,47
15-16	4,7	18606,85	66,35	262673,33
16-17	4,65	18408,91	71,00	281082,23
17-18	4,35	17221,24	75,35	298303,47
18-19	4,4	17419,18	79,75	315722,65
19-20	4,3	17023,29	84,05	332745,94
20-21	4,3	17023,29	88,35	349769,23
21-22	3,75	16627,40	92,55	366396,63
22-23	3,75	14845,89	96,30	381242,52
23-24	3,7	14647,95	100,00	395890,47

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour le G.U.O est de **20586.30 m³/h** et survie de 8h à 9h.

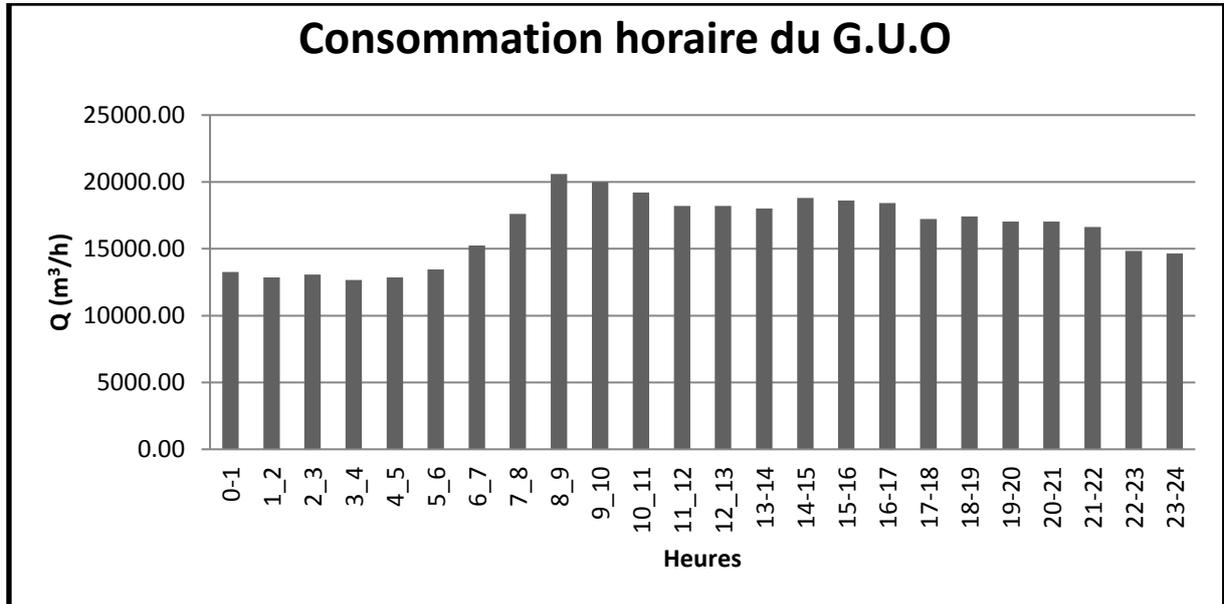


Figure II.4: Histogramme de la variation de la consommation horaire du G.U.O.

Tableau II.10: Variation de la consommation horaire d'Arzew

Heures	Débit total $Q_{\max,j} = 46121.80 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation Cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,35	1545,08	3,35	1545,08
1-2	3,25	1498,96	6,60	3044,04
2-3	3,30	1522,02	9,90	4566,06
3-4	3,20	1475,90	13,10	6041,96
4-5	3,25	1498,96	16,35	7540,91
5-6	3,40	1568,14	19,75	9109,06
6-7	3,85	1775,69	23,60	10884,74
7-8	4,45	2052,42	28,05	12937,16
8-9	5,20	2398,33	33,25	15335,50
9-10	5,05	2329,15	38,30	17664,65
10-11	4,85	2236,91	43,15	19901,56
11-12	4,60	2121,60	47,75	22023,16
12-13	4,60	2121,60	52,35	24144,76
13-14	4,55	2098,54	56,90	26243,30
14-15	4,75	2190,79	61,65	28434,09
15-16	4,70	2167,72	66,35	30601,81
16-17	4,65	2144,66	71,00	32746,48
17-18	4,35	2006,30	75,35	34752,78
18-19	4,40	2029,36	79,75	36782,14
19-20	4,30	1983,24	84,05	38765,37
20-21	4,30	1983,24	88,35	40748,61
21-22	4,20	1937,12	92,55	42685,73
22-23	3,75	1729,57	96,30	44415,29
23-24	3,70	1706,51	100,00	46121,80

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Arzew est de **2398.33 m³/h** et survie de 8h à 9h.

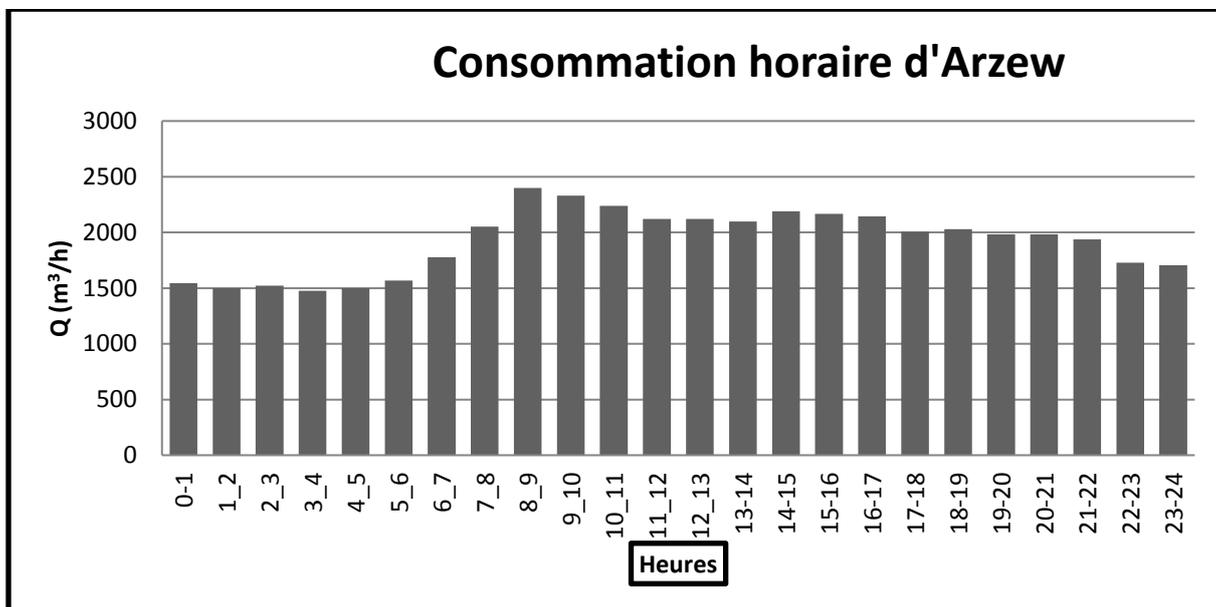


Figure II.5: Histogramme de la variation de la consommation horaire d'Arzew.

Tableau II.11: Variation de la consommation horaire de Bethioua

Heures	Débit total $Q_{\max,j} = 11543.61 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation Cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,50	173,15	1,50	173,15
1-2	1,50	173,15	3,00	346,31
2-3	1,50	173,15	4,50	519,46
3-4	1,50	173,15	6,00	692,62
4-5	2,50	288,59	8,50	981,21
5-6	3,50	404,03	12,00	1385,23
6-7	4,50	519,46	16,50	1904,70
7-8	5,50	634,90	22,00	2539,59
8-9	6,25	721,48	28,25	3261,07
9-10	6,25	721,48	34,50	3982,55
10-11	6,25	721,48	40,75	4704,02
11-12	6,25	721,48	47,00	5425,50
12-13	05	577,18	52,00	6002,68
13-14	05	577,18	57,00	6579,86
14-15	5,50	634,90	62,50	7214,76
15-16	06	692,62	68,50	7907,37
16-17	06	692,62	74,50	8599,99
17-18	5,50	634,90	80,00	9234,89
18-19	05	577,18	85,00	9812,07
19-20	4,50	519,46	89,50	10331,53
20-21	04	461,74	93,50	10793,28
21-22	03	346,31	96,50	11139,58
22-23	02	230,87	98,50	11370,46
23-24	1,50	173,15	100,00	11543,61

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Bethioua est de **721.48 m³/h** et survie de 8h à 12h.

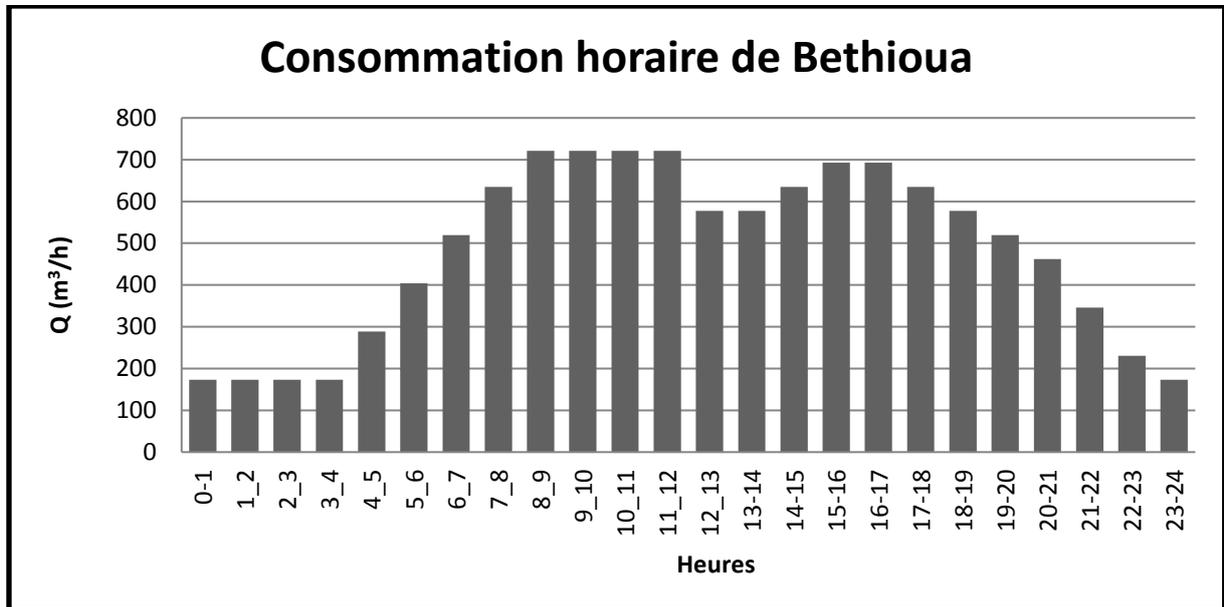


Figure II.6: Histogramme de la variation de la consommation horaire de Bethioua.

Tableau II.12: Variation de la consommation horaire d'Es Senia

Heures	Débit total $Q_{\max,j} = 63008,19 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation Cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,35	2110,77	3,35	2110,77
1-2	3,25	2047,77	6,60	4158,54
2-3	3,30	2079,27	9,90	6237,81
3-4	3,20	2016,26	13,10	8254,07
4-5	3,25	2047,77	16,35	10301,84
5-6	3,40	2142,28	19,75	12444,12
6-7	3,85	2425,82	23,60	14869,93
7-8	4,45	2803,86	28,05	17673,80
8-9	5,20	3276,43	33,25	20950,22
9-10	5,05	3181,91	38,30	24132,14
10-11	4,85	3055,90	43,15	27188,03
11-12	4,60	2898,38	47,75	30086,41
12-13	4,60	2898,38	52,35	32984,79
13-14	4,55	2866,87	56,90	35851,66
14-15	4,75	2992,89	61,65	38844,55
15-16	4,70	2961,38	66,35	41805,93
16-17	4,65	2929,88	71,00	44735,81
17-18	4,35	2740,86	75,35	47476,67
18-19	4,40	2772,36	79,75	50249,03
19-20	4,30	2709,35	84,05	52958,38
20-21	4,30	2709,35	88,35	55667,74
21-22	4,20	2646,34	92,55	58314,08
22-23	3,75	2362,81	96,30	60676,89
23-24	3,70	2331,30	100,00	63008,19

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Es Senia est de **3276.43 m³/h** et survie de 8h à 9h.

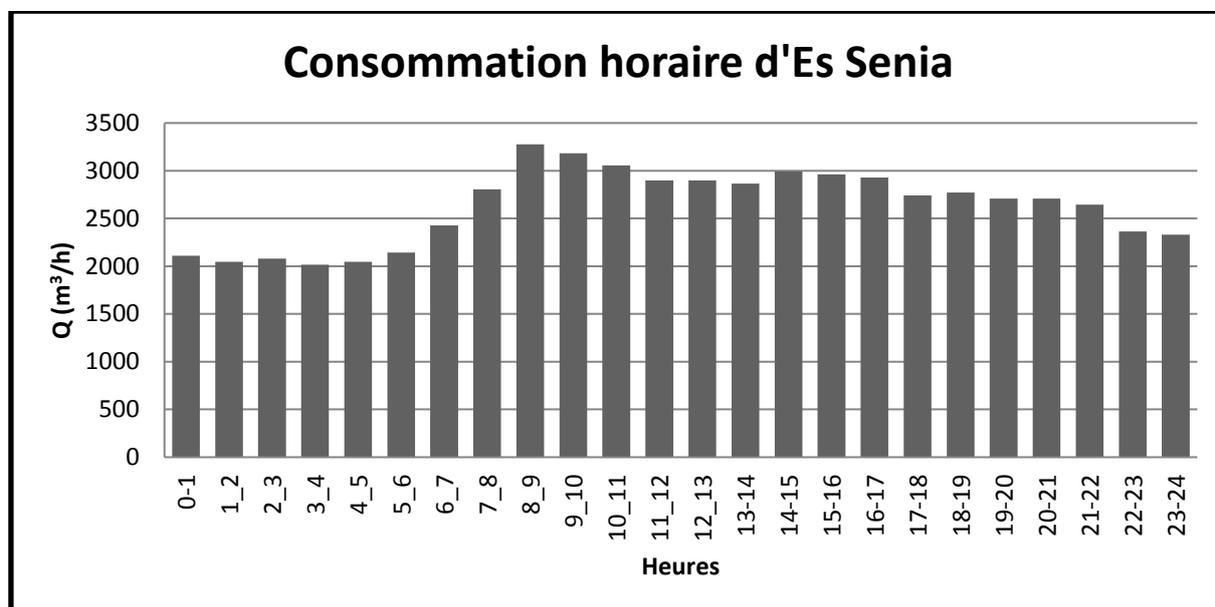


Figure II.7: Histogramme de la variation de la consommation horaire d'Es Senia.

Tableau II.13: Variation de la consommation horaire de Bir el Djir

Heures	Débit total $Q_{\max,j} = 98905.99 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation Cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	3,35	3313,35	3,35	3313,35
1-2	3,25	3214,44	6,60	6527,80
2-3	3,30	3263,90	9,90	9791,69
3-4	3,20	3164,99	13,10	12956,68
4-5	3,25	3214,44	16,35	16171,13
5-6	3,40	3362,80	19,75	19533,93
6-7	3,85	3807,88	23,60	23341,81
7-8	4,45	4401,32	28,05	27743,13
8-9	5,20	5143,11	33,25	32886,24
9-10	5,05	4994,75	38,30	37880,99
10-11	4,85	4796,94	43,15	42677,93
11-12	4,60	4549,68	47,75	47227,61
12-13	4,60	4549,68	52,35	51777,29
13-14	4,55	4500,22	56,90	56277,51
14-15	4,75	4698,03	61,65	60975,54
15-16	4,70	4648,58	66,35	65624,12
16-17	4,65	4599,13	71,00	70223,25
17-18	4,35	4302,41	75,35	74525,66
18-19	4,40	4351,86	79,75	78877,53
19-20	4,30	4252,96	84,05	83130,48
20-21	4,30	4252,96	88,35	87383,44
21-22	4,20	4154,05	92,55	91537,49
22-23	3,75	3708,97	96,30	95246,47
23-24	3,70	3659,52	100,00	98905,99

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Bir el Djir est de **5143.11 m³/h** et survie de 8h à 9h.

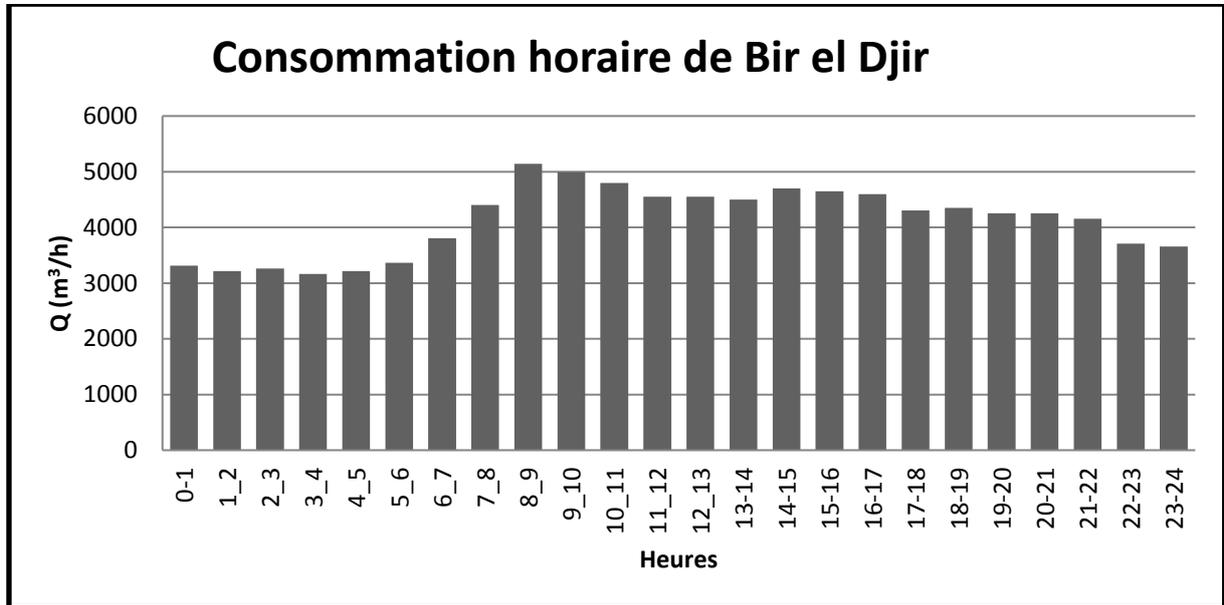


Figure II.8: Histogramme de la variation de la consommation horaire de Bir el Djir.

Tableau II.14: Variation de la consommation horaire de Oued Tlelat

Heures	Débit total $Q_{\max,j} = 11959 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation Cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,50	179,39	1,50	179,39
1-2	1,50	179,39	3,00	358,77
2-3	1,50	179,39	4,50	538,16
3-4	1,50	179,39	6,00	717,54
4-5	2,50	298,98	8,50	1016,52
5-6	3,50	418,57	12,00	1435,08
6-7	4,50	538,16	16,50	1973,24
7-8	5,50	657,75	22,00	2630,98
8-9	6,25	747,44	28,25	3378,42
9-10	6,25	747,44	34,50	4125,86
10-11	6,25	747,44	40,75	4873,29
11-12	6,25	747,44	47,00	5620,73
12-13	05	597,95	52,00	6218,68
13-14	05	597,95	57,00	6816,63
14-15	5,50	657,75	62,50	7474,38
15-16	06	717,54	68,50	8191,92
16-17	06	717,54	74,50	8909,46
17-18	5,50	657,75	80,00	9567,20
18-19	05	597,95	85,00	10165,15
19-20	4,50	538,16	89,50	10703,31
20-21	04	478,36	93,50	11181,67
21-22	03	358,77	96,50	11540,44
22-23	02	239,18	98,50	11779,62
23-24	1,50	179,39	100,00	11959,00

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Oued Tlelat est de **747.44 m³/h** et survie de 8h à 12h.

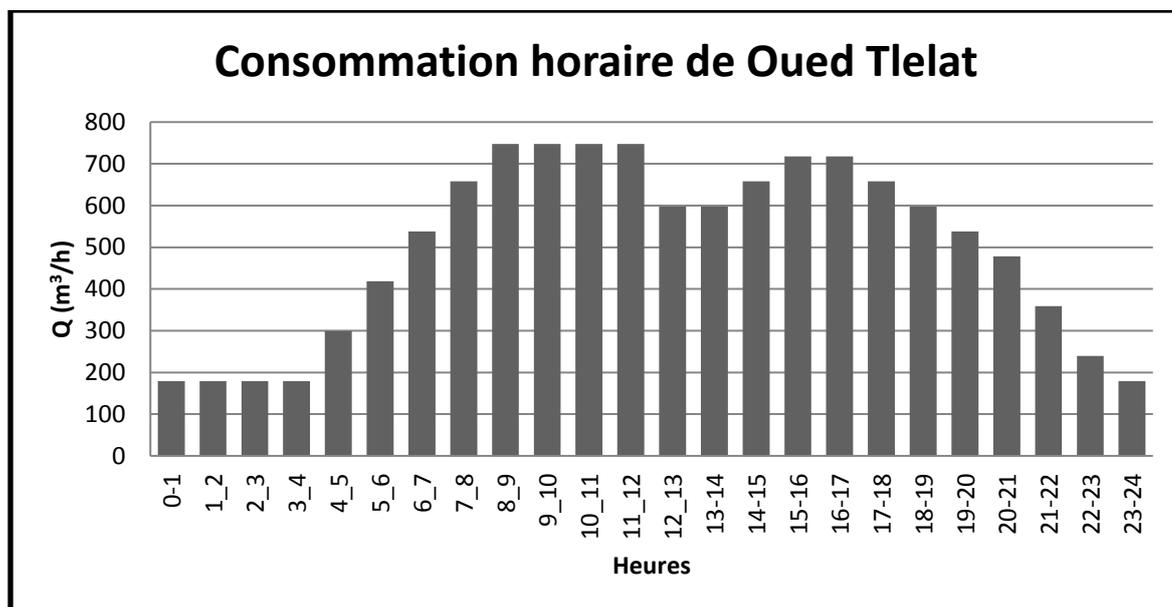


Figure II.9: Histogramme de la variation de la consommation horaire d'Oued Tlelat.

Tableau II.15: Variation de la consommation horaire de Gdyl

Heures	Débit total $Q_{\max,j} = 24256.67 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation Cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	03	727,70	3,00	727,70
1-2	3,20	776,21	6,20	1503,91
2-3	2,50	606,42	8,70	2110,33
3-4	2,60	630,67	11,30	2741,00
4-5	3,50	848,98	14,80	3589,99
5-6	4,10	994,52	18,90	4584,51
6-7	4,50	1091,55	23,40	5676,06
7-8	4,90	1188,58	28,30	6864,64
8-9	4,90	1188,58	33,20	8053,21
9-10	4,60	1115,81	37,80	9169,02
10-11	4,80	1164,32	42,60	10333,34
11-12	4,70	1140,06	47,30	11473,40
12-13	4,40	1067,29	51,70	12540,70
13-14	4,10	994,52	55,80	13535,22
14-15	4,20	1018,78	60,00	14554,00
15-16	4,40	1067,29	64,40	15621,30
16-17	4,30	1043,04	68,70	16664,33
17-18	4,10	994,52	72,80	17658,86
18-19	4,50	1091,55	77,30	18750,41
19-20	4,50	1091,55	81,80	19841,96
20-21	4,50	1091,55	86,30	20933,51
21-22	4,80	1164,32	91,10	22097,83
22-23	4,60	1115,81	95,70	23213,63
23-24	3,30	1043,04	100,00	24256,67

Le débit de pointe $Q_{\max,h}$ pour Gdyel est de **1188.58 m³/h** et survie de 7h à 9h.

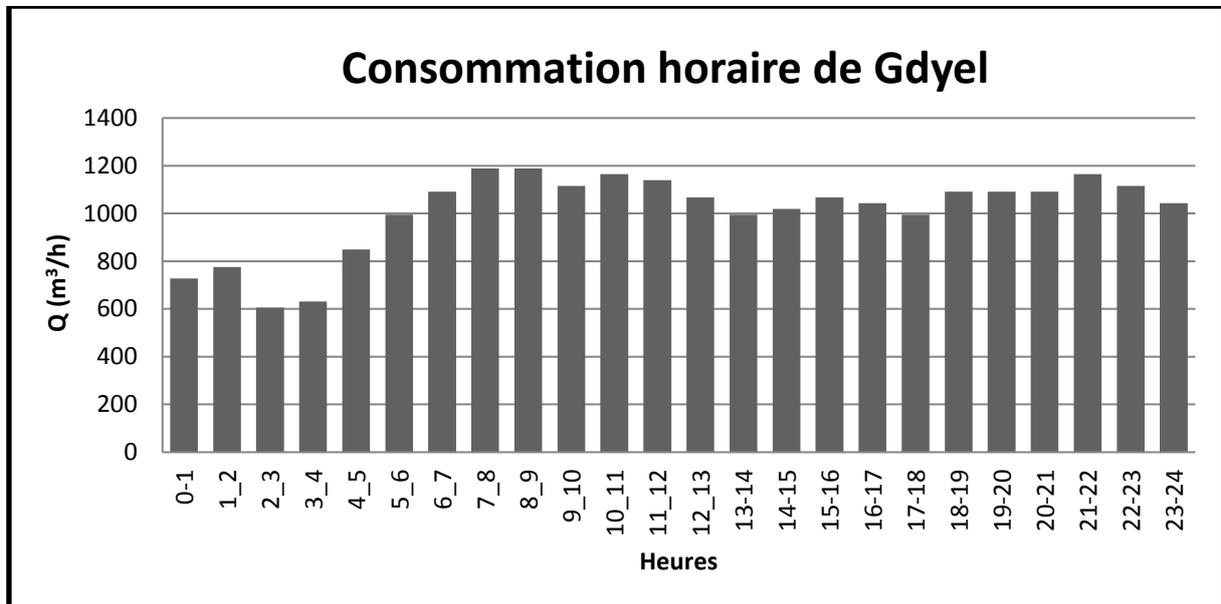


Figure II.10: Histogramme de la variation de la consommation horaire de Gdyel.

Conclusion

L'objectif de ce chapitre est de définir les différentes catégories des besoins en eau potable pour plusieurs horizons de notre zone d'étude alimentée à partir de la SDEM d'El Magtaa qui produit un débit moyen journalier égal à 500 000 m³/j et qui satisfait les besoins de la zone d'étude pour un futur horizon.

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage régulateurs de débit qui permettent d'adapter la production à la consommation, ce sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus autrefois, Ils servaient de réserver l'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

Le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire en projetant des réservoirs en cas d'insuffisance de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement du réseau.

III. Etude des réservoirs

III.1. Rôles des réservoirs

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation, Ils permettent de :

- Emmagasiner l'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures où la consommation devient importante.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Constituer une réserve pour les imprévus (rupture, panne, réparation, extension du réseau...).
- Régulariser le fonctionnement du pompage, Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplifier l'exploitation.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Ils peuvent également jouer le rôle de brise-charge dans le cas d'une distribution étagée.
- jouer le rôle de relai.

III.2. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
 - Les réservoirs métalliques ;
 - Les réservoirs en maçonnerie ;
 - Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrés ;
 - Semi-enterrés ;
 - Surélevés.

- D'après leurs formes :
 - Circulaires ;
 - Rectangulaires ;
 - Ou d'une forme quelconque.

III.3. Fonctions des réservoirs

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples :

- Du point de vue économique.
- Du point de vue technique.

Ces fonctions sont résumées dans le tableau III.1.

Tableau III.1 : Fonctions d'un réservoir.

Fonctions techniques	Fonctions économiques
- Régulation du débit. - Sécurité d'approvisionnement. - Régulation de la pression. - Simplification de l'exploitation. - Réacteur participant au traitement.	- Réduction des investissements sur les ouvrages de production. - Réduction des investissements sur le réseau de distribution. - Réduction des dépenses d'énergie.

III.4. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte de certaines conditions à savoir :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ;
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés des pressions suffisantes.

III.5. Choix du réservoir

Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré. Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

III.6. Description des réservoirs existants

L'est de la ville d'Oran est caractérisé par l'existence des réservoirs, ayant les caractéristiques représentées dans le tableau III.2, on doit vérifier s'ils peuvent satisfaire les besoins en eau de toute la zone concernée par notre étude, dans le cas où leur capacité ne répond pas aux demandes des consommateurs il est indispensable de projeter d'autres réservoirs selon la demande.

Tableau III.2 : les caractéristiques des réservoirs existants

Réservoirs	Type d'ouvrage	Capacité (m ³)	Côte de radié (m)	Côte de trop plein(m)
Belgaid	Semi enterré	4 x 75 000	229.61	236.61
RT ARABA	RT ARABA	50 000	183.35	189.35
RT Bir el Djir	RT Bir el Djir	10 000	180	186
Canastel	Semi enterré	2 x 5000	290	297
Gambetta	Semi enterré	2 x 20 000	165	171

Source : SEOR.

III.7. Equipement des réservoirs

III.7.1. Equipements hydrauliques des réservoirs

Les réservoirs sont équipés de :

III.7.1.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction

Peut-être de type de refoulement, comme elle peut être gravitaire. L'arrivée des eaux peut être soit :

a. Par le haut (chute libre) :

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

b. En bas (siphon noyé) :

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

III.7.1.2. Conduite de départ ou de distribution

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

III.7.1.3. Conduite de trop plein

A pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir, lors de la défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur. Le trop-plein est conçu d'être dimensionné afin d'assurer efficacement l'évacuation de l'eau dans un temps raisonnable et on prévoit un siphon qui va empêcher l'introduction des corps étrangers.

III.7.1.4. Conduite de vidange

C'est une conduite au point bas du réservoir généralement raccordée à la conduite de trop plein, elle permet la vidange totale pour le nettoyage et l'éventuelle réparation du réservoir. Cette conduite doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entrainera une difficulté de manœuvre.

III.7.1.5. Conduite By-pass

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

III.7.1.6. 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 siphon.

a. Système à deux prises :

On remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas, la réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

b. Système à siphon :

Contrairement au système à deux prises, la tranche d'eau morte se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

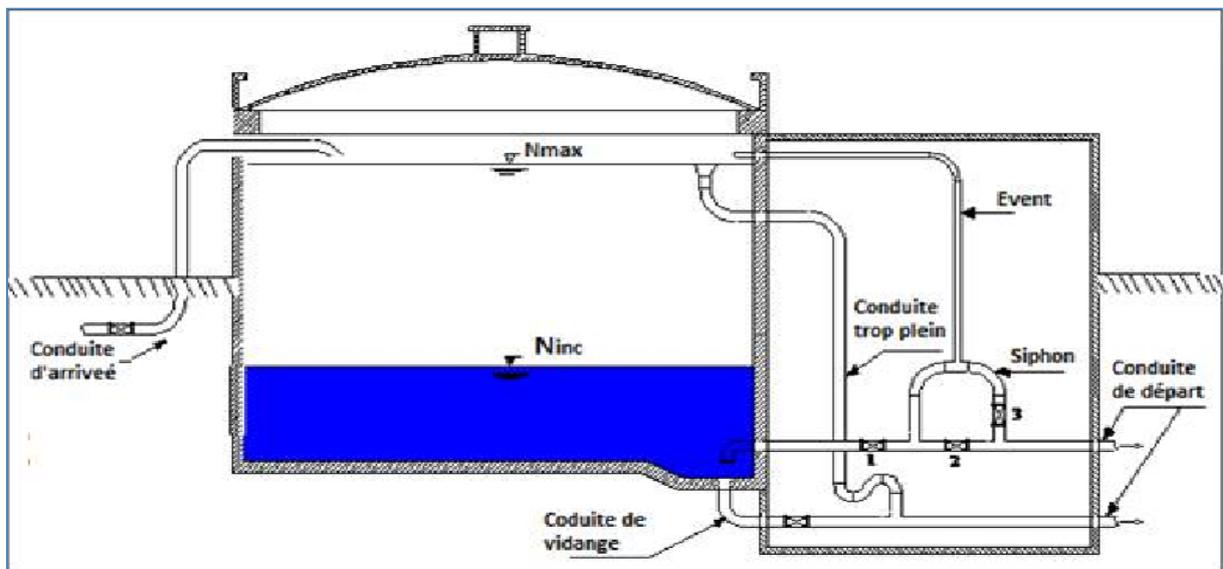


Figure III.1 : Schéma d'un réservoir semi-enterré.

III.8. Capacité des réservoirs

Pour le calcul de la capacité des réservoirs on doit tenir 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 situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. La capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leurs capacités en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution.

III.8.1. Cas d'une adduction par refoulement

Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

a. 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). On ressort le volume qui suit :

$$V_r = a(\%) \times Q_{\max.j} / 100 \quad [m^3] \quad (III.1)$$

Avec :

- V_r : capacité résiduelle (m^3).
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- $Q_{\max.j}$: la consommation maximale journalière (m^3/j).

On détermine le volume total en ajoutant le volume d'incendie au volume résiduel :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad [m^3] \quad (III.2)$$

Avec :

- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_r : capacité résiduelle (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$

b. Méthode graphique :

La méthode graphique tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. Donc, Le volume total est calculé selon la formule suivante :

$$V_T = (Q_{\max.j} \times R_{\max}) / 100 + V_{inc} \quad [m^3] \quad (III.3)$$

Avec :

- V_T : volume total (m^3).
- $Q_{\max.j}$: le débit maximum journalier (m^3 /j).
- R_{\max} : résidu maximal journalier (%). Tel que :

$$R_{\max} = |d| + |d'| \quad [\%] \quad (III.4)$$

- d : Excès pendant les différentes heures de la journée.
- d' : Déficit pendant les différentes heures de la journée.
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

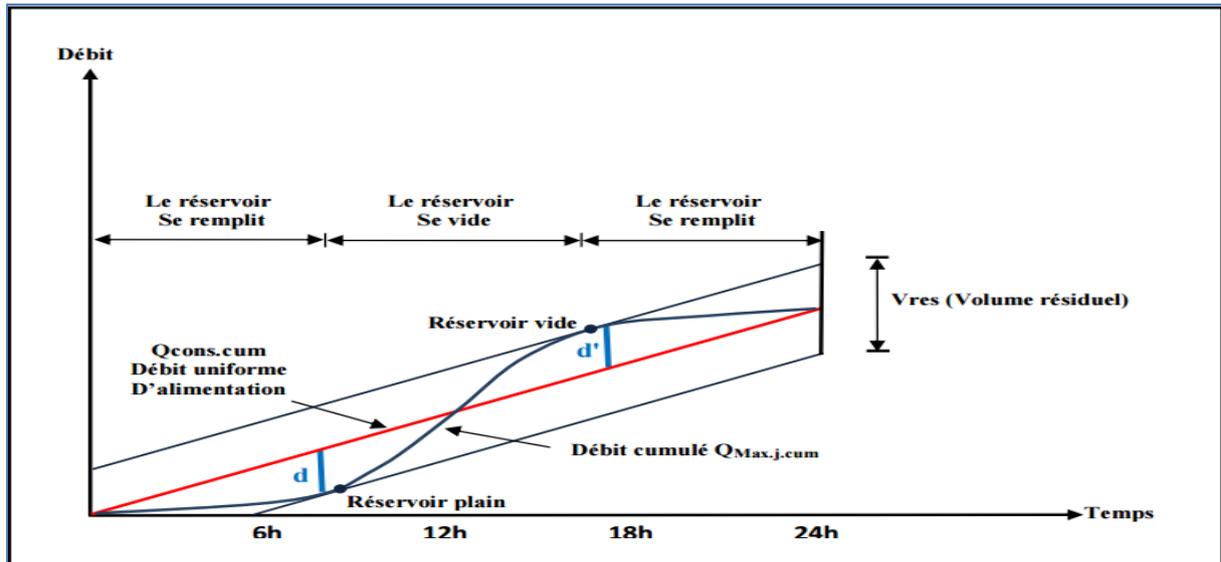


Figure III.2 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.

III.8.2. Cas d'une adduction gravitaire [2]

Dans le cas où les réservoirs sont alimentés gravitairement, on utilise la formule suivante :

$$V = n \times (K_p \times Q_{moy,h} - Q_a) \text{ [m}^3\text{]} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- K_p : Coefficient de pointe,
- $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire (m^3/h).
- Q_a : Débit horaire disponible (m^3/h).
- V : Volume du réservoir (m^3).
- n : nombres des heures de pointes.

III.9. Dimensionnement des réservoirs

III.9.1. Réservoirs de stockage

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

Dans cette présente étude sept communes sont concernées par le projet d'AEP.

III.9.1.1. Réservoir de tête Canastel

Le réservoir Canastel est alimenté par refoulement à partir de la SR durant 24 heures de pompage, il est destiné à alimenter Es Senia, Gdyel et Oued Tlelat.

Les pourcentages de consommation horaire sont en fonction du nombre d'habitants (voir Annexe II).

La variation des résidus du réservoir en fonction des heures de consommation est représentée dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Evaluation des volumes résiduels du réservoir Canastel à l'horizon 2047.

Heures	Consommation d'eau	Refolement d'eau	Surplus	Déficit	Reste d'eau dans le réservoir
	%	%	%	%	%
0-1	3.35	4.17	0.82		1.71
1-2	3.25	4.17	0.92		2.63
2-3	3.30	4.17	0.87		3.50
3-4	3.20	4.17	0.97		4.47
4-5	3.25	4.17	0.92		5.39
5-6	3.40	4.17	0.77		6.16
6-7	3.85	4.17	0.32		6.48
7-8	4.45	4.17		0.28	6.20
8-9	5.2	4.17		1.03	5.17
9-10	5.05	4.17		0.88	4.29
10-11	4.85	4.17		0.68	3.61
11-12	4.60	4.17		0.43	3.18
12-13	4.60	4.17		0.43	2.75
13-14	4.55	4.17		0.38	2.37
14-15	4.75	4.17		0.58	1.79
15-16	4.70	4.17		0.53	1.26
16-17	4.65	4.17		0.48	0.78
17-18	4.35	4.17		0.18	0.60
18-19	4.40	4.17		0.23	0.37
19-20	4.30	4.17		0.13	0.24
20-21	4.30	4.17		0.13	0.11
21-22	4.20	4.17		0.03	0.00
22-23	3.75	4.17	0.42		0.42
23-24	3.70	4.17	0.47		0.89

Avec un débit maximum journalier des zones concernées égal à **123510.60 m³/j** le calcul sera comme suit :

Calcul de la capacité du réservoir Canastel :

- Le volume résiduel sera :

$$V_r = \frac{6.48 * 123510.60}{100} = 8003.49 \text{ m}^3$$

- La capacité totale tenant compte de la réserve d'incendie sera :
 $V_t = 8003.49 + 120 = 8123.49 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :
 $V_n = 8200 \text{ m}^3$

Le réservoir Canastel à un volume total de $10\,000 \text{ m}^3$ et la capacité totale calculée est de 8200 m^3 , d'où il est suffisant pour l'alimentation en eau potable aux consommateurs concernés.

III.9.1.2. Réservoir de stockage Gambetta

Il est alimenté par gravité à partir du réservoir tampon de Bir el Djir.

Pour une heure de pointe, avec un coefficient de pointe $K_p = 1.3$, et un débit moyen horaire $Q_{moyh} = 22347.94 \text{ m}^3/\text{h}$, dont le débit disponible est de $3780 \text{ m}^3/\text{h}$, le calcul sera comme suit :

- Le volume sera :

$$V = 1 * (1.3 * 22347.94 - 3780) = 25272.33 \text{ m}^3$$

- La capacité normalisée est donc :

$$V_n = 26000 \text{ m}^3$$

Le réservoir Gambetta à un volume total de $40\,000 \text{ m}^3$ et la capacité totale calculée est de 26000 m^3 , d'où il est suffisant pour l'alimentation en eau potable aux consommateurs concernés.

III.9.2. Dimensionnement des réservoirs tampons

Le réservoir joue le rôle de tampon et de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé par la station de pompage, et gravitaire vers les réservoirs d'alimentation

a) Réservoir tampon ARABA :

La capacité du réservoir tampon :

Le volume (V_{RT}) sera déterminé selon la formule :

$$V_{RT} = V_R + V_s + V_L$$

Avec :

V_R : volume tampon

$$V_R = Q_{tr} * T/4$$

- Q_{tr} : le débit transité dans la conduite ;
- T : temps de l'arrêt de la pompe.

$$T = 900 \text{ s} = 0.25 \text{ h}$$

$$V_R = 20833.33 * 0.25/4 = 1302.08 \text{ m}^3$$

- **V_s : Le volume de sécurité :**

$$V_s = Q_{tr} * T'/2$$

- **T' : fermeture linéaire totale du robinet-vanne :**

$$T' = 2700 \text{ s} = 0.75 \text{ h}$$

$$V_s = 20833.33 * 0.75/2 = 7812.50 \text{ m}^3$$

- **V_L : volume nécessaire au signal d'alarme :**

$$V_L = s * h$$

$$h = 0.1 \text{ m}$$

$$S = (V_s + V_r) / H = 1302.08 \text{ m}^2$$

$$V_L = 130.21 \text{ m}^3$$

$$V_{RT} = 9244.79 \text{ m}^3$$

Alors $V_{RT} = 10\,000 \text{ m}^3$ (volume normalisé)

Par sécurité, la capacité demandée du réservoir tampon sera $10\,000 \text{ m}^3$ pour normaliser et tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt de groupe et le commencement de la fermeture de la vanne, le réservoir ARABA ayant un volume de $50\,000 \text{ m}^3$ destiné à l'alimentation de plusieurs zones est largement suffisant pour assurer le transfert d'eau de la SDEM Magtaa vers l'Est de la ville d'Oran.

b) Réservoir tampon Bir el Djir :

La capacité du réservoir tampon :

Le volume (V_{RT}) sera déterminé selon la formule :

$$V_{RT} = V_R + V_s + V_L$$

Avec :

V_R : volume tampon

$$V_R = Q_{tr} * T/4$$

$$V_R = 3780 * 0.25/4 = 236.25 \text{ m}^3$$

- **V_s : Le volume de sécurité :**

$$V_s = Q_{tr} * T'/2$$

$$V_s = 3780 * 0.75/2 = 1417.50 \text{ m}^3$$

- V_L : volume nécessaire au signal d'alarme :

$$V_L = s * h$$

$$h = 0.1\text{m}$$

$$S = (V_s + V_r) / H = 275.63 \text{ m}^2$$

$$V_L = 27.56 \text{ m}^3$$

$$V_{RT} = 1681.31 \text{ m}^3$$

Alors $V_{RT} = 1700 \text{ m}^3$ (volume normalisé)

Par sécurité, la capacité demandée du réservoir tampon sera 1700 m^3 pour normaliser et tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt de groupe et le commencement de la fermeture de la vanne, le réservoir Bir el Djir ayant un volume de $10\,000 \text{ m}^3$ est largement suffisant pour alimenter notre zone concernée.

III.9.3. Dimensionnement de la bache de la station de pompage [1]

Le volume de la bache de (SR) est :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}} * \frac{1}{n}}{4 * (N-1)}$$

Avec :

- n = nombre maxima de démarrages par heures pour une puissance de 5.10 kW , on peut retenir 5 démarrages / heure ;
- N = nombre de pompes identiques (ici 2 suffisent).

$$V_{\text{bache}} = \frac{(124029.83 * (1/5))}{4} = 6201.49 \text{ m}^3$$

On prend le volume normalisé de 6300 m^3 pour la bache de la station de reprise.

Conclusion

La détermination de la capacité des réservoirs d'alimentation nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter d'autres réservoirs, selon notre calcul nous avons trouvé des volumes suffisants pour tous les ouvrages de stockage existants donc la projection des réservoirs en plus n'est pas nécessaire vue que la satisfaction des besoins par le nouveau transfert d'eau à partir de la SDEM MAGTAA est assurée jusqu'à l'horizon 2047.

Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit se faire à travers une adduction, soit par pompage, soit gravitairement, soit mixte. Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport d'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner la conduite d'adduction afin de combler le déficit de l'agglomération en eau potable.

IV.1. Généralité

Les conduites d'adduction assurent un service permanent et leur arrêt perturbe la distribution.

Les réparations doivent être aussi rares et rapides que possible. L'accès aux ouvrages divers doit être facile: le maintien de voies de circulation le long des adductions est utile.

IV.2. Classification

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

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

IV.2.1. Adduction gravitaire [1]

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. Il existe deux types d'adduction gravitaire :

- Adduction sans charge (Ecoulement en surface libre : désigne un écoulement avec une interface libre entre l'air et l'eau,).
- En charge : la conduite est entièrement remplie en eau.

IV.2.2. Adduction par refoulement [2]

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques. 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.2.3. Adduction mixte [2]

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.

IV.3. Types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre ;
- Ecoulement en charge.

IV.3.1. Ecoulement à surface libre

Il est défini comme un écoulement avec une surface libre c'est-à-dire en contact avec l'air. Donc la pression prédominante à la surface libre est la pression atmosphérique. Ce type d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité due à l'existence de la pente.

IV.3.2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est forcé, il se manifeste grâce à une certaine pression qui est supérieure à la pression atmosphérique.

On rencontre ce type d'écoulement dans des réseaux de sous pression ou dans les adductions par refoulement.

IV.4. Principe de choix du tracé [2]

Dans le cas d'un projet d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont :

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Il est préférable de faire passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leurs exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la répartition ainsi que l'acheminement du matériel.
- Eviter le maximum possible les pentes et les contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibrations de la canalisation au cours de la phase de surpression, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuable, donc il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes .
- Eviter le maximum possible les terrains privés et les terrains agricoles (éviter les forêts).

- Evité autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrés, canaux, oueds,..)
- Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible.
- Choisir un terrain stable le long du tracé.

IV.5. Choix des variantes

➤ **Variante N°1 :**

Pour cette variante le piquage se fera à partir de la conduite d'adduction principale du MAO, dont la station de pompage existante de Hassi Ben Okba qui est alimentée à son tour à partir de la SDEM Magtaa sert à alimenter notre adduction secondaire qui se devise en plusieurs tronçons comme suit :

- Le premier tronçon raccorde entre la station de pompage SP de Hassi Ben Okba ayant une côte de terrain naturel 114.50 m NGA et le point de ramification A de côte 140 m NGA, par la suite cette conduite d'une longueur d'environ 300 m se partage en deux autres conduites destinées vers le réservoir de tête Canastel (R2) et le réservoir tampon Bir el Djir de longueurs totales 13713 m et 13237 m respectivement ;
- Le deuxième tronçon se fait à partir de la ramification vers le RT ayant une côte de terrain naturel 180 m NGA par un refoulement direct venant de la SP ;
- Le troisième tronçon est une alimentation gravitaire du RT vers le réservoir Gambetta (R3) avec une côte de 165 m NGA.
- Le quatrième tronçon se fait à partir du point de la ramification vers la bêche de la station de reprise SR implantée à une côte de terrain naturel 193 m NGA ;
- Le cinquième tronçon contient le refoulement de la SR vers le réservoir Canastel dont sa côte de terrain naturel est de 290 m NGA ;

➤ **Variante N°2 :**

Pour cette variante on a deux parties essentielles :

- La première : c'est le refoulement d'eau à partir de la SP vers le RT qui alimente gravitairement le R3, pour cette partie on a les mêmes côtes et les mêmes longueurs que celles de la variante N°1;
- La deuxième : c'est l'alimentation de la bache de SR sur une côte de 210 m NGA à partir du réservoir Belgaid (R1) de capacité 300 000 m³ de côte de terrain naturel 236 m NGA, cette dernière refoule l'eau jusqu'à R2, la longueur de la conduite est de 13124 m sur un terrain accidenté.

➤ **Variante N°3 :**

Pour cette variante on propose de faire un seul piquage à partir de la SP comme il est le cas dans la variante N°1 en augmentant la HMT de la station de pompage existante pour refouler vers les deux réservoirs R2 et RT, ce qui conduira au changement des pompes dont on aura un nouveau point de fonctionnement et un nouveau dispositif des pompes.

Conclusion :

Du point de vu technico-économique la première variante est la plus avantageuse, donc c'est la variante choisie.

Cette variante qui est proposée répond au même objectif à savoir transférer un volume d'eau potable vers les communes concernées par notre projet et sa répartition de manière à prendre en charge le développement futur de l'agglomération. C'est la variante qui répondra aux mêmes normes hydrauliques citées et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et en fin celle qui est la plus économique.

Dans notre cas, l'adduction est faite à partir de la conduite principale MAO d'un linéaire d'environ 91 km, le tracé secondaire présente une adduction gravitaire et par refoulement dont le linéaire total est de 29.56 km partagé comme suit :

- Longueur de l'adduction par refoulement 27.250 km;
- Longueur de l'adduction gravitaire : 2.31 km.

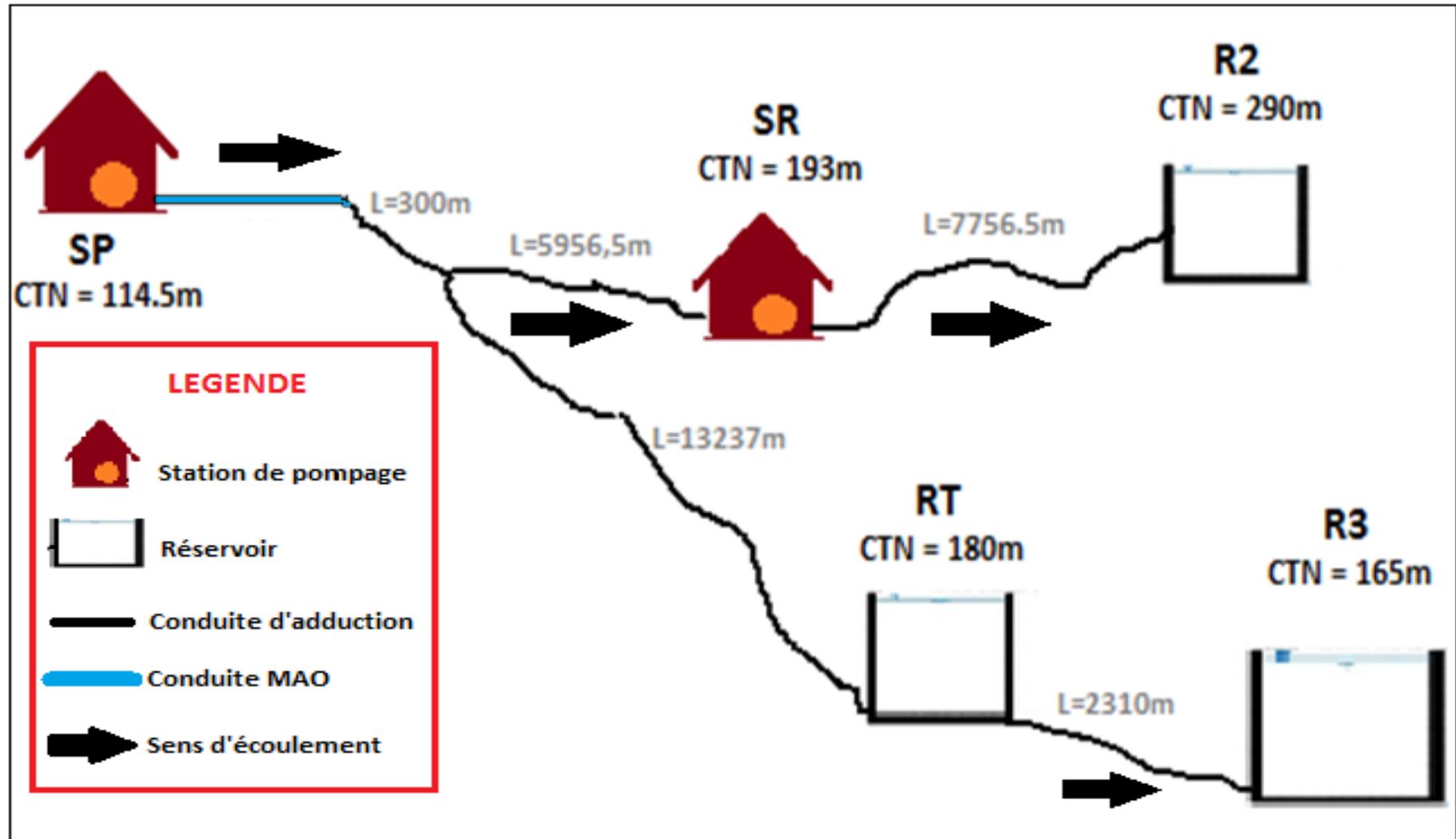


Figure IV.1 : Schéma synoptique vertical (variante N°01).

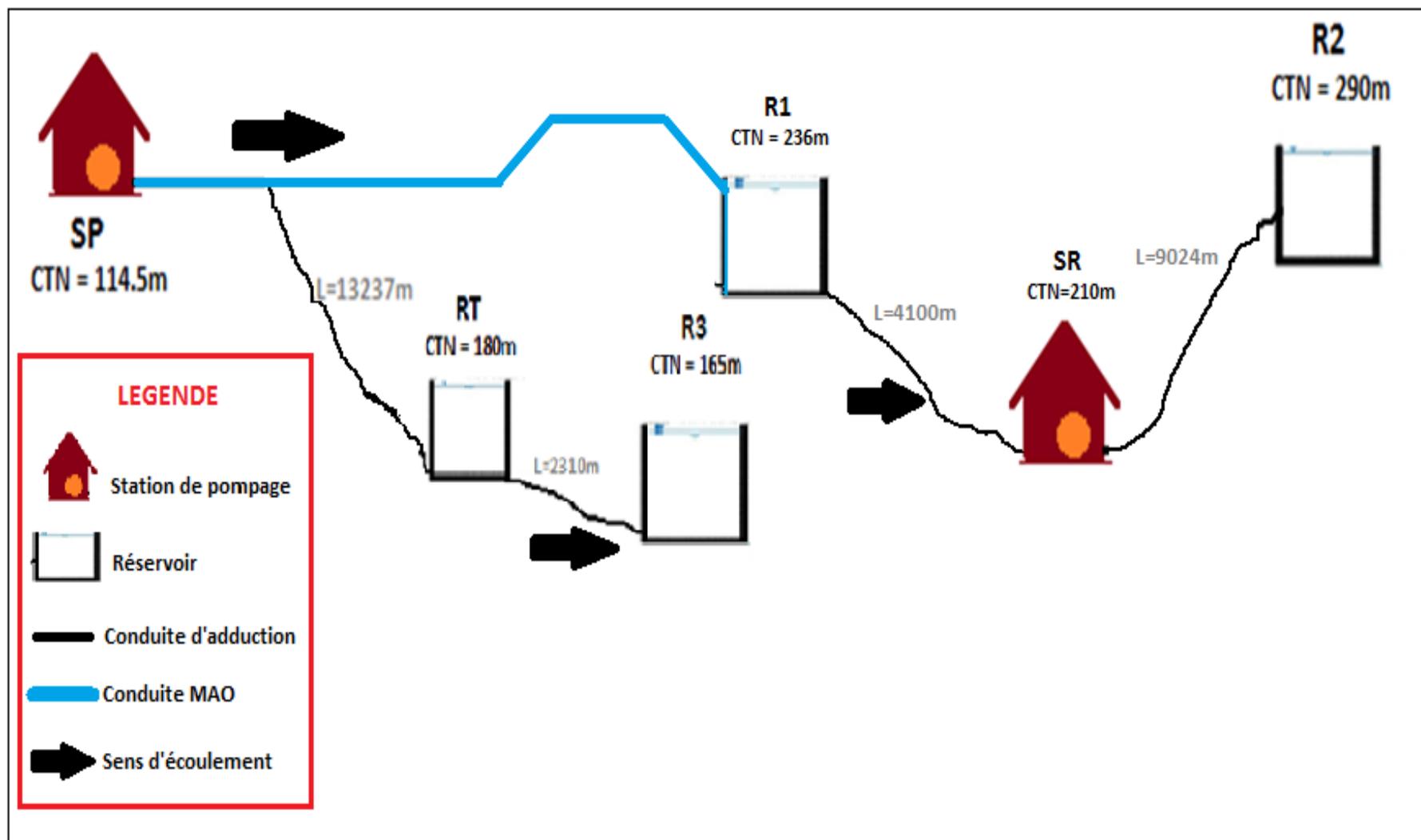


Figure IV.2 : Schéma synoptique vertical (variante N°02)

IV.6. Choix du matériau des conduites [2]

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport d'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique :

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

- Diamètre et pression de service.
- Les conditions d'installation.
- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- La bonne étanchéité.
- Facilite d'entretien et de mise en service.
- Adaptation aux terrains de pose.

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).
- Les frais d'exploitation.

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)

Le tableau suivant présente les caractéristiques de certains matériaux ; leurs avantages et inconvénients, ceci va nous permettre de choisir convenablement le type de canalisation qui devrait être utilisée dans notre projet :

Tableau IV.1 : comparaison entre les différents types de matériaux

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
Fonte	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Bonne résistance aux forces internes. ✓ Très rigides et solide. ✓ Longueur de conduite variant de 6-16m, réduction de joints. ✓ Facilité de pose. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Les tuyaux de fonte sont très lourds et très chers. ✓ Risques de déformations des conduites pendant leur transport. ✓ Coût très élevé et mauvaise résistance au cisaillement.
Acier	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Disponibilité sur le marché. ✓ Peut supporter des pressions importantes. ✓ Bonne résistance aux contraintes (chocs, écrasement). ✓ Découpable, soudable. ✓ Bonne étanchéité. ✓ Plus léger que les tuyaux en fonte. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Sensibilité à la corrosion.
PEHD (polyéthylène haute densité)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Bonne résistance à la corrosion ✓ Disponibilité sur le marché ✓ Résistance aux conditions climatiques ✓ Souplesse à l'utilisation. ✓ Légèreté et facilité d'utilisation. ✓ Facilité du transport et du stockage. ✓ Possibilité de raccordement ✓ Un bon rapport de la qualité et du prix. ✓ Durée de vie élevée. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Nécessite une grande technicité pour la jonction.

Avant de passer au dimensionnement de ces conduites il est important de connaître le type de sol et le terrain dans lequel ces dernières seront enterrées.

Dans notre cas on opte pour des conduites en acier pour tous les tronçons du projet, qui sont plus économiques que celles en fonte vue que les conduites de grands diamètres en PEHD sont chers et même inexistantes, ces conduites doivent être enrobées avec le dispositif de protection contre la corrosion (protection cathodique).

IV.7. Etude technico-économique

La topographie de notre zone d'étude nous impose une adduction mixte refoulement-gravitaire.

IV.7.1. Adduction par refoulement

Pour la partie de refoulement le diamètre est déterminé en fonction des calculs économiques, qui visent à minimiser :

- les charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la conduite ;
- les charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la station de pompage.

IV.7.2. Adduction gravitaire

Le diamètre dans ce cas doit satisfaire certaines conditions de fonctionnement, qui sont comme suit :

- la charge résiduelle à l'extrémité avale de la conduite soit positive ;
- l'épaisseur choisie supporte la pression engendrée par la topographie surtout dans le cas de siphon.

IV.8. Calcul hydraulique

IV.8.1. Etude de l'adduction par refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celles d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement. [4]

Choix de la gamme des diamètres :

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique.

▪ Petits projets :

On applique la formule de VIBERT, valable pour les petits et moyens DN, et les longueurs faibles :

- La formule de VIBERT [2] :

$$D_{ec} = 1.547(e/f)^{0.154} Q^{0.46} \quad (\text{pompage continu}) \quad (\text{IV.1})$$

$$D_{ec} = 1.35(e/f)^{0.154} Q^{0.46} \quad (\text{pompage de 10h/24h}) \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

e : prix du KWH d'énergie.

f : prix de 1kg de fonte en DA.

- **Grands projets :**

Pour les grandes longueurs et les diamètres importants, il faut effectuer une étude économique détaillée.

Le diamètre retenu sera celui correspondant à un coût annuel minimal (amortissement de l'investissement + frais de pompage).

La vitesse varie de façon importante avec le diamètre.

En plus des pertes de charge, il convient par conséquent de vérifier sa compatibilité avec les phénomènes éventuels de :

- coups de bélier,
- cavitation,
- abrasion.

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation les deux formules approchées de BRESS et de BONNIN:

- La formule de BRESS : [2]

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

- Q: débit en m³/s.

- La formule de BONNIN [2] :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- Q: débit en m³/s.

Remarque :

On remarque bien que ces deux formules nous ne pouvons pas les utiliser dans le dimensionnement car elles ne prennent que le débit comme paramètre influant sur le diamètre au contraire on sait qu'il existe plusieurs autres paramètres, nous allons les voir, notons aussi que les formules de BONNIN et BRESSE ne seront pas utilisées que pour des vitesses constantes 1,28 m/s et 0,57 m/s respectivement, et les deux sont applicable pour une conduite unique seulement.

La formule de BRESSE n'est valable que pour les petits linéaires (une longueur de la conduite $\leq 1\text{Km}$).

- La formule des facteurs économique [2] :

$$D_{ec} = E^{1/(a+m)} C_j^{\beta/(a+m)} Q_i^{(\beta+1)/(a+m)} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- **Q**: débit en m^3/s ;
- **C_j**: coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon sur le débit à la tête du réseau ;
- **E** : un facteur économique :

$$E = 10 * M * \Gamma * \gamma$$

- **Γ** : prix du KWH d'énergie en (DA) ;
- **γ** : coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station de pompage :

$$\gamma = \frac{1}{K_0 * K_j * K_h} \quad (\text{IV.6})$$

- **K₀** : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau = 1.03 à 1.04 ;
- **K_j** : coefficient de variation journalière de la consommation = 1.1 à 1.3 ;

On a $K_j = 1.3$ (d'après le chapitre II) ;

- **K_h** : Coefficient de variation horaire de la consommation on a $K_h = 1.3$ (d'après le chapitre II)

$$\gamma = \frac{1}{1.04 * 1.3 * 1.3} = 0.57$$

- **M** : Facteur tenant compte du matériau de la canalisation :

Tableau IV.2 : Les valeurs de M

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Plastique	0.13

Source : B.SALAH « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable », ENSH 1994

- β : Exposant tenant compte le régime d'écoulement ;
- m : Exposant tenant compte du type du matériau ;
- K' : Coefficient de perte de charge;

Tableau IV.3 : Coefficients K' , m, β pour différents types de tuyau

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Plastique	0,001052	4,772	2

Source : B.SALAH « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable », ENSH 1994

- α : Coefficient tenant compte du lient investissement –diamètre :

$$C_{\text{cons}} = a + b \cdot D \cdot \alpha$$

- C_{cons} : coût de construction de la canalisation ;
- a, b : grandeurs dépendant du type de matériau , de la profondeur de pose et du type de sol.

$$C_{\text{cons}} - a = b \cdot D \cdot \alpha \quad (\text{IV.7})$$

$$\text{Log}(C_{\text{cons}} - a) = \text{log } b + \alpha \cdot \text{log } D$$

Ce qui nous donne le tableau suivant :

Tableau IV.4 : les valeurs de α , a, b

Tuyau	A	a	b
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
Plastique	1.95	157	9

Source : B.SALAH « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable », ENSH 1994

$$D_{ec} = E^{1/(a+m)} C_j^{\beta/(a+m)} Q_i^{(\beta+1)/(a+m)}$$

$$D_{ec} = 1,45 * C_j^{0,3} Q_i^{0,45}$$

Les formules citées ci-dessous nous donnent des diamètres calculés qui ne sont pas normalisés pour cela on doit les normaliser par l'utilisation de la méthode des tableaux, tenant compte des dépenses d'amortissement d'une part et d'autre part des frais d'exploitation

IV.8.2. Frais d'exploitation

IV.8.2.1. Calcul des pertes de charge

1) Pertes de charge linéaires :

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent:

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

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L * v^2}{2 * D * g} = I * L \quad (IV.8)$$

- **V**: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- **ΔH_l**: Pertes de charge linéaires en (m).
- **I**: gradient hydraulique en (m/m)
- Le coefficient λ est obtenu par la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{Ks}{3.7 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule de Colebrook}) \quad (IV.9)$$

- **Re**: nombre de Reynolds. Il est calculé comme suit:

$$Re = \frac{v * D}{\nu} \quad (IV.10)$$

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

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337 * t + 0.000221 * t^2} \quad (IV.11)$$

- **t**: température de l'eau en degré;

à $t = 20^\circ\text{C}$: $\nu = 0.01 \text{ Stokes} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

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

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{k_s}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{IV.12})$$

$k_s = 0,045 \text{ mm}$ pour les conduites en acier utilisées dans notre projet.

2) Pertes de charge singulières :

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, Branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 5 % à 10% des pertes de charge linaires (on prend 10% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0.1 * \Delta H_l \quad (\text{IV.13})$$

3) Pertes de charge totales (ΔH_t) :

C'est la somme des pertes de charge linaires et les pertes de charge singulières :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0.1 * \Delta H_l \\ \Delta H_t &= 1.1 * \Delta H_l \end{aligned} \quad (\text{IV.14})$$

IV.8.2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique :

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_t \quad (\text{IV.15})$$

- H_g : la hauteur géométrique ;
- ΔH_t : Pertes de charge totales.

IV.8.2.3. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie pour la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{\rho * g * Q * \text{HMT}}{\eta} \quad (\text{IV.16})$$

- η : rendement de la pompe en (%) ($\eta = 82\%$) ;
- Q : débit refoulé par la pompe en (m^3/s) ;
- g : pesanteur (9.81 m/s^2).

IV.8.2.4. Energie consommée par la pompe

$$E = P \cdot t \cdot 365 \text{ [KWh]} \quad (\text{IV.17})$$

- **t**: c'est le temps de pompage par jour en (heure)
- **P**: puissance de la pompe en (KW)

IV.8.2.5. Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E \cdot e \text{ [DA]} \quad (\text{IV.18})$$

- **E**: énergie consommée par la pompe en (KWh)
- **e**: prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ en mars 2017.

Tableau IV.5 : Variation journalière des tarifs de l'énergie

Période	Horaires	Nombre d'heures	Prix du KWh D'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h – 17h	11	1,615
Heures de pointes	17h – 21h	4	7,267
Heures creuses	21h 06h	9	0,835

$$\text{Donc : } e = \frac{1.615 \cdot 11 + 7.267 \cdot 4 + 0.853 \cdot 9}{24}$$

$$\Rightarrow e = 2.27 \text{ DA}$$

IV.8.3. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = Prc \cdot A \text{ [DA]} \quad (\text{IV.19})$$

- **Prc**: prix du ml de la conduite en (DA)
- **A**: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.20})$$

- **i**: Taux d'annuité annuel (Algérie), $i = 8 \%$
- **n**: nombre d'années d'amortissement, $n = 30 \text{ ans}$

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08 = 0.0888 = 8.88 \%$$

IV.8.4. Cas gravitaire

IV.8.4.1. Calcul des pertes de charge

IV.8.4.1.1. Détermination du diamètre avantageux

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

$$\Delta H_t = \frac{K^* \cdot L_{eq} \cdot Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV.21)$$

Avec :

- ΔH_t : Perte de charge totale (m);
- K^* : Coefficient de perte de charge;
- L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_{eq} = L_g + L_{e\epsilon} \quad (IV.22)$$

- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;
- $L_{e\epsilon}$: Longueur équivalente des pertes de charge singulières (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1.1 \cdot \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,1 \cdot L_g \quad (IV.23)$$

- 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 on choisit les coefficients K^* , m et β qui sont donnés dans le tableau IV.3 précédent.

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K^* \cdot L_{eq} \cdot Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (IV.24)$$

Dans notre cas, on prend : $K^* = 0.001735$; $\beta = 2$; $m = 5.3$ (matériau : acier).

IV.8.4.2. 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 par l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi : } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{IV.25})$$

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).

Tableau IV.6 : Les différents tronçons de l'adduction

Tronçons	Écoulement	Longueur (m)	Débit (l/s)
SP - Point de ramification	Refoulement	300	2000
Point de ramification - RT	Refoulement	13237	950
RT- Réservoir Gambetta	Gravitaire	2310	950
Point de ramification – SR	Refoulement	5956.50	1050
SR – Réservoir Canastel	Refoulement	7756.50	1050

Tableau IV.7 : Les altitudes des différents points

Points	CTN (m)
SP	114.50
Point de ramification	140
RT	180
Réservoir Gambetta	165
SR	185
Réservoir Canastel	290

IV.9. Calcul des diamètres économiques

IV.9.1. Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement

Tronçon SP-Point de ramification A :

Q = 2 m³/s ;
L = 300 m ;
Hg = 25.5 m.

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

Tableau IV.8 : Calcul de la HMT du tronçon SP-A

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_i (m)	I (m/m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
900	3,15	0,011	300,00	1,80	0,006	1,98	27,48
1000	2,55	0,011	300,00	1,04	0,003	1,15	26,65
1100	2,11	0,010	300,00	0,64	0,002	0,70	26,20
1200	1,77	0,010	300,00	0,41	0,001	0,45	25,95
1400	1,30	0,010	300,00	0,18	0,001	0,20	25,70
1500	1,13	0,010	300,00	0,13	0,000	0,14	25,64

Tableau IV.9 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP-A

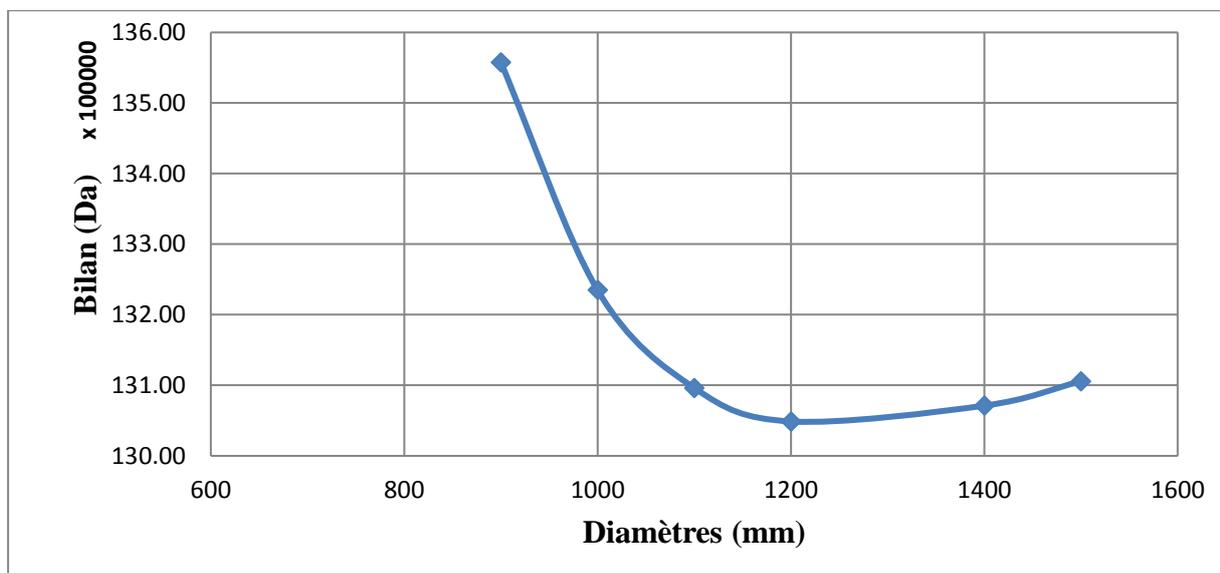
D (mm)	Prix d'un ml de l'acier en (DA)	L (m)	prix total	F amort (DA)
900	18078,16	300,00	5423448,00	481602,18
1000	20852,60	300,00	6255780,00	555513,26
1100	23643,04	300,00	7092912,00	629850,59
1200	26401,48	300,00	7920444,00	703335,43
1400	31630,36	300,00	9489108,00	842632,79
1500	34004,80	300,00	10201440,00	905887,87

Tableau IV.10 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP-A

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F exploi (DA)
900	657,57	5760329,56	13075948,10
1000	637,63	5585615,13	12679346,35
1100	626,92	5491834,21	12466463,66
1200	620,84	5438523,07	12345447,37
1400	614,96	5387010,75	12228514,41
1500	613,51	5374337,77	12199746,73

Tableau IV.11 : Bilan du tronçon SP-A

D (mm)	Fexplo (DA)	Famort (DA)	bilan DA
900	13075948,10	481602,18	13557550,28
1000	12679346,35	555513,26	13234859,62
1100	12466463,66	629850,59	13096314,24
1200	12345447,37	703335,43	13048782,80
1400	12228514,41	842632,79	13071147,20
1500	12199746,73	905887,87	13105634,60

**Figure IV.3** : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon SP-A.

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 1200 mm, avec une vitesse de $V = 1.77$ m/s pour une conduite en Acier.

Tronçon A-RT Bir el Djir :

$$Q = 0.95 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$L = 13237 \text{ m} ;$$

$$H_g = 40 \text{ m}.$$

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

Tableau IV.12 : Calcul de la HMT du tronçon A-RT

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_i (m)	I (m/m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
700	2,47	0,011	13237,00	65.96	0,002	36,01	112,56
800	1,89	0,011	13237,00	33.02	0,002	24,93	76,33
900	1,49	0,011	13237,00	17,94	0,001	19,74	59,74
1000	1,21	0,011	13237,00	10,40	0,001	11,44	51,44
1100	1,00	0,010	13237,00	6,35	0,000	6,98	46,98

Tableau IV.13 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon A-RT

D (mm)	Prix d'un ml de l'acier en (DA)	L (m)	prix total	F amort (DA)
700	12769,28	13537,00	172857743,36	15349767,61
800	15367,72	13537,00	208032825,64	18473314,92
900	18078,16	13537,00	244724051,92	21731495,81
1000	20852,6	13537,00	282281646,20	25066610,18
1100	23643,04	13537,00	320055832,48	28420957,92

Tableau IV.14 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon A-RT

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F exploi (DA)
700	1279,23	11206084,47	25437811,74
800	867,46	7598965,25	17249651,12
900	678,93	5947447,13	13500704,99
1000	584,62	5121260,98	11625262,44
1100	533,99	4677791,59	10618586,91

Tableau IV.15 : Bilan du tronçon A-RT

D (mm)	F exploi (DA)	F amort (DA)	bilan (DA)
700	25437811,74	15349767,61	40787579,35
800	17249651,12	18473314,92	35722966,04
900	13500704,99	21731495,81	35232200,80
1000	11625262,44	25066610,18	36691872,62
1100	10618586,91	28420957,92	39039544,83

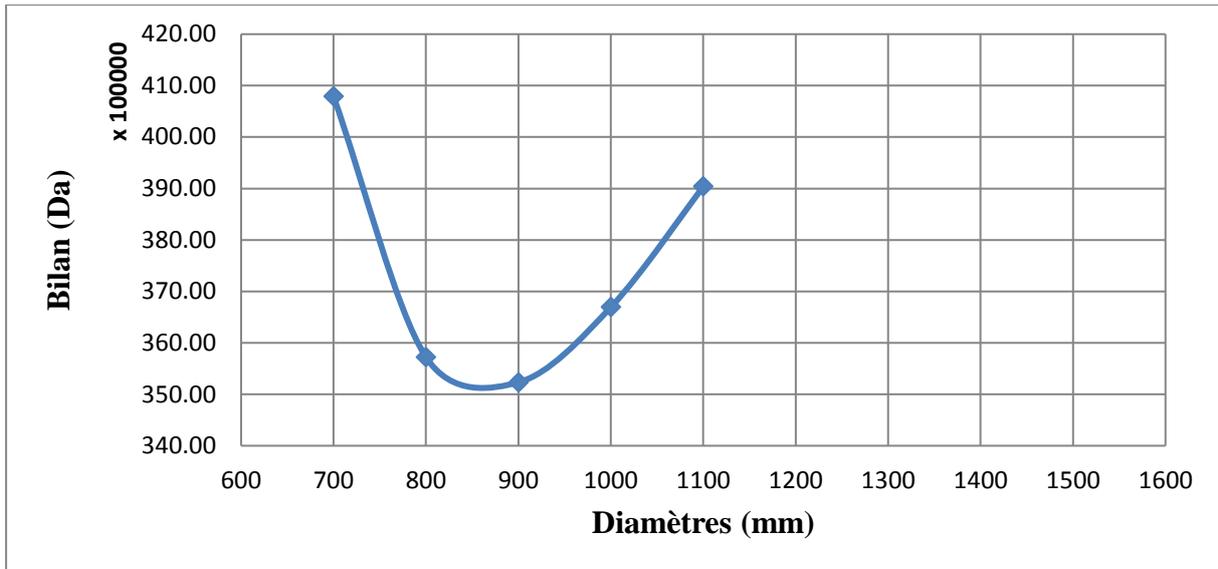


Figure IV.4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon A-RT.

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 900 mm, avec une vitesse de $V = 1.49$ m/s pour une conduite en Acier.

Tronçon A-SR :

$Q = 1.05$ m³/s ;
 $L = 6956.50$ m ;
 $H_g = 53$ m.

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

Tableau IV.16 : Calcul de la HMT du tronçon A-SR

D (mm)	V (m/s)	λ	L(m)	ΔH_i (m)	I (m/m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
700	2,73	0,011	5956,50	36,26	0,006	39,89	92,89
800	2,09	0,011	5956,50	18,15	0,003	19,97	72,97
900	1,65	0,011	5956,50	9,86	0,002	10,85	63,85
1000	1,34	0,011	5956,50	5,72	0,001	6,29	59,29
1100	1,11	0,010	5956,50	3,49	0,001	3,84	56,84
1200	0,93	0,010	5956,50	2,23	0,000	2,45	55,45

Tableau IV.17 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon A-SR

D (mm)	Prix d'un ml de l'acier en (DA)	L (m)	prix total	F amort (DA)
700	12769,28	5956,50	76060216,32	6754147,21
800	15367,72	5956,50	91537824,18	8128558,79
900	18078,16	5956,50	107682560,04	9562211,33
1000	20852,6	5956,50	124208511,90	11029715,86
1100	23643,04	5956,50	140829767,76	12505683,38
1200	26401,48	5956,50	157260415,62	13964724,91

Tableau IV.18 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon A-SR

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F exploi (DA)
700	1166,78	10221021,70	23201719,27
800	916,60	8029432,49	18226811,75
900	802,06	7026014,23	15949052,29
1000	744,75	6524045,61	14809583,53
1100	714,00	6254605,46	14197954,39
1200	696,51	6101438,27	13850264,87

Tableau IV.19 : Bilan du tronçon A-SR

D (mm)	Fexplois (DA)	Famort (DA)	bilan (DA)
700	23201719,27	6754147,21	29955866,48
800	18226811,75	8128558,79	26355370,54
900	15949052,29	9562211,33	25511263,62
1000	14809583,53	11029715,86	25839299,39
1100	14197954,39	12505683,38	26703637,77
1200	13850264,87	13964724,91	27814989,77

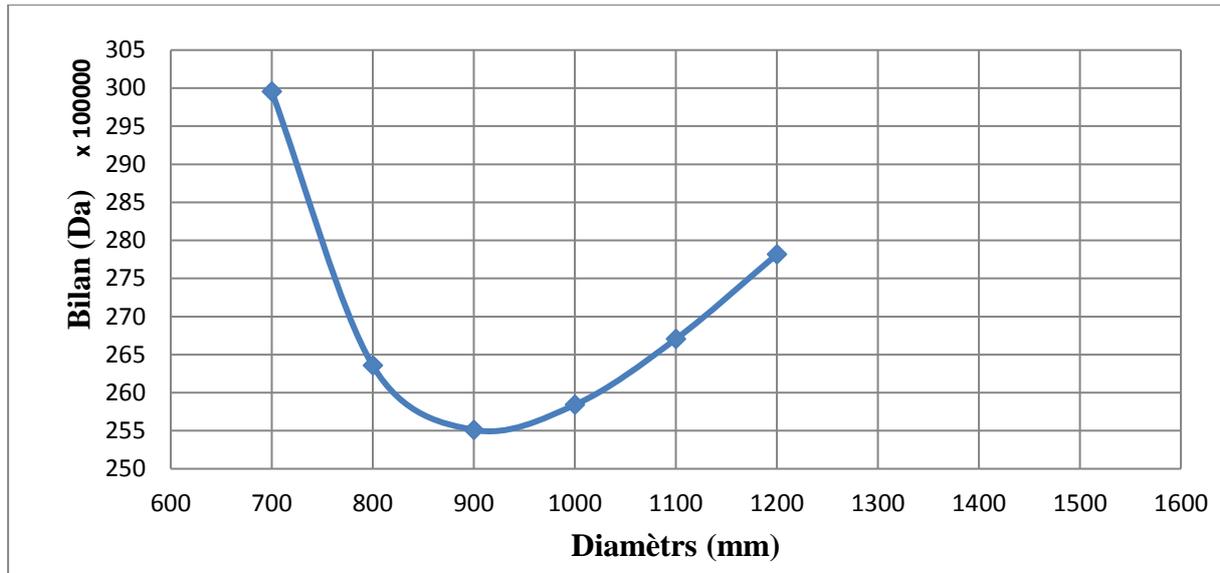


Figure IV.5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon A-SR.

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 900 mm, avec une vitesse de $V = 1.65$ m/s pour une conduite en Acier.

Tronçon SR-Réservoir Canastel :

$$Q = 1.05 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$L = 6756.50 \text{ m} ;$$

$$H_g = 89 \text{ m}.$$

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

Tableau IV.20 : Calcul de la HMT du tronçon SR-Réservoir Canastel

D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_i (m)	I (m/m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
700	2,73	0,011	7756,50	47,22	0,006	51,94	148,94
800	2,09	0,011	7756,50	23,64	0,003	26,00	123,00
900	1,65	0,011	7756,50	12,84	0,002	14,13	111,13
1000	1,34	0,011	7756,50	7,44	0,001	8,19	105,19
1100	1,11	0,010	7756,50	4,55	0,001	5,00	102,00
1200	0,93	0,010	7756,50	2,90	0,000	3,19	100,19

Tableau IV.21 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR-Réservoir Canastel

D (mm)	Prix d'un ml de l'acier en (DA)	L (m)	prix total	F amort (DA)
700	12769,28	7756,50	99044920,32	8795188,92
800	15367,72	7756,50	119199720,18	10584935,15
900	18078,16	7756,50	140223248,04	12451824,43
1000	20852,6	7756,50	161743191,90	14362795,44
1100	23643,04	7756,50	183387239,76	16284786,89
1200	26401,48	7756,50	204783079,62	18184737,47

Tableau IV.22 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SR-Réservoir Canastel

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F exploi (DA)
700	1870,90	16389053,46	37203151,35
800	1545,11	13535185,96	30724872,13
900	1395,95	12228543,84	27758794,53
1000	1321,33	11574884,89	26274988,69
1100	1281,28	11224022,38	25478530,80
1200	1258,51	11024569,46	25025772,67

Tableau IV.23 : Bilan du tronçon SR-Réservoir Canastel

D (mm)	Fexplois (DA)	Famort (DA)	bilan (DA)
700	37203151,35	8795188,92	45998340,27
800	30724872,13	10584935,15	41309807,28
900	27758794,53	12451824,43	40210618,95
1000	26274988,69	14362795,44	40637784,13
1100	25478530,80	16284786,89	41763317,69
1200	25025772,67	18184737,47	43210510,14

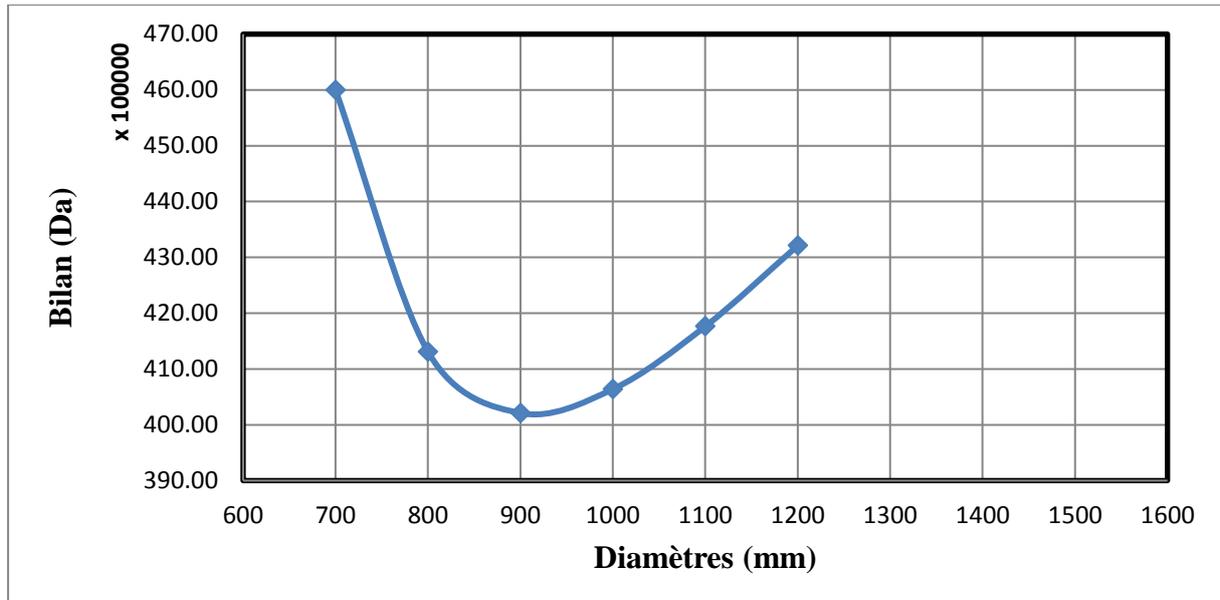


Figure IV.6 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation du tronçon SR-R Canastel.

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 900 mm, avec une vitesse de $V = 1.65$ m/s pour une conduite en Acier.

IV.9.2. Calcul du diamètre économique de la partie gravitaire

IV.9.2.1. Détermination du diamètre avantageux

Le calcul de ce tronçon se fait de telle façon que le tronçon véhicule en 24 heures la totalité du débit refoulé par la station de reprise. Puisque le tronçon fonctionne gravitairement il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la côte de radier du réservoir tampon et la côte de trop plein du réservoir de distribution.

Sachant que la côte de trop plein du réservoir de distribution est $C_{TP} = 171$ m.

IV.9.2.2. La charge disponible

$$H_d = C_{R-RT} - C_{TP} \quad (IV.26)$$

Avec :

- H_d : La charge disponible.
- C_{R-RT} : Côte de radier du réservoir tampon (180 m).
- C_{TP} : Côte de trop plein du réservoir de distribution (171 m).

$$\Delta H_d = 180 - 171 = 9 \text{ m.}$$

La longueur géométrique de la conduite gravitaire :

- $L = 2310$ m

Calcul de la longueur équivalente de la conduite gravitaire :

- $L_e = 1.1 * L_g$
- $L_e = 2541$ m.

Détermination du gradient moyen :

$$J_{moy} = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} \quad (IV.27)$$

$$J_{moy} = \frac{9}{2541} = 0.0035$$

Détermination du diamètre :

$$J = \frac{\Delta H}{L} = \frac{K' * Q^\beta}{D^m}$$

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' * Q^\beta}{J}}$$

Sachant que : $K' = 0.001735$;

$m = 5.3$;

$\beta = 2$.

$$D_{cal} = \sqrt[5.3]{\frac{0.001735 * 2541 * 1.05^2}{9}}$$

- $D_{cal} = 0.89$ m = 890 mm.

IV.9.2.3. Calcul des paramètres hydrauliques

Les résultats trouvés par le calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.24 : Diamètre calculé de la partie gravitaire

Q (m ³ /s)	L _g (m)	L _{eq} (m)	J (m/m)	ΔH (m)	D _{cal} (m)
0.95	2310	2541	0.0035	9.00	0.89

Normalisation du diamètre :

Après la normalisation, on a abouti aux résultats suivants :

Tableau IV.25 : Diamètre normalisé de la conduite gravitaire

Q (m³/s)	DN (mm)	V (m/s)
0.95	900	1.49

IV.9.2.4. Les frais d'investissement

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Les frais d'investissement de la conduite gravitaire

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L_{eq} (m)	F investissement (DA)
900	18078.16	2541	45936604.56

La variante choisie est la meilleure du point de vue technico-économique, les résultats finaux de notre étude d'adduction mixte sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 27 : Le dimensionnement final de l'adduction :

Tronçon	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Longueur (m)
SP-A	1200	1.77	300
A-RB	900	1.49	13237
RB-RG	900	1.65	2310
A-SR	900	1.65	5956.50
SR-RC	900	1.65	7756.50

Conclusion

Le calcul de l'adduction a été présenté de la façon la plus économique et technique possible afin d'avoir le coût minimal, nous avons proposé trois variantes et vu les avantages présentés par la première variante, c'est celle qui a été choisie et dimensionnée, on a utilisé l'acier comme type de matériau.

Effet nous avons décomposé l'adduction en deux parties, la première se compose des conduites de refoulement tandis que la deuxième est gravitaire, Les paramètres hydrauliques (vitesse, pertes de charge) sont admissibles, donc le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable.

Introduction

On appelle une pompe toute machine qui permet d'élever un fluide d'un point bas vers un point haut, ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe adaptée à l'usage de notre projet et qui permet d'assurer le débit et la hauteur manométrique totale demandés.

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

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage ;
- Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible ;
- Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km ;
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - ✓ 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 côte de planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de la 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

Le choix du type de pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

- 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 ;
- $(NPSH)_r$ minimal ;
- Etre fabriquée en série.

V.3. Choix de nombre de pompes

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

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

Dans la présente étude on opte pour les pompes centrifuges de type KSB.

V.4. Les modes de couplage des pompes

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

V.4.1. Couplage en parallèle

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 ;
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

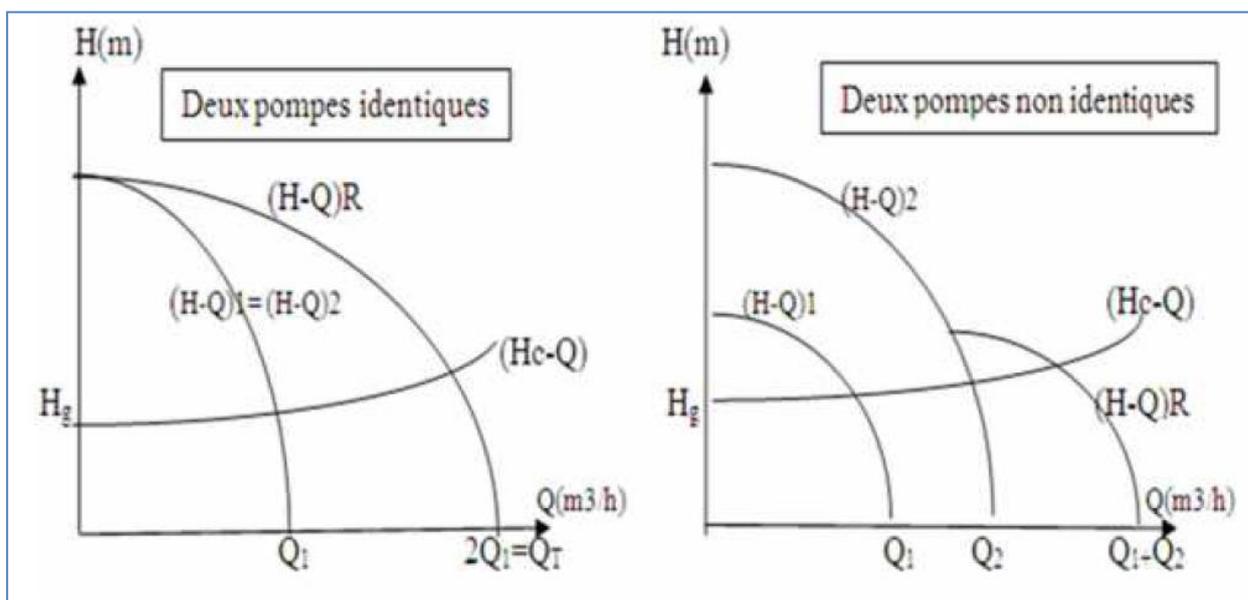


Figure V.1 : Couplage de deux pompes en parallèle.

V.4.2. Couplage en série

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 ;
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

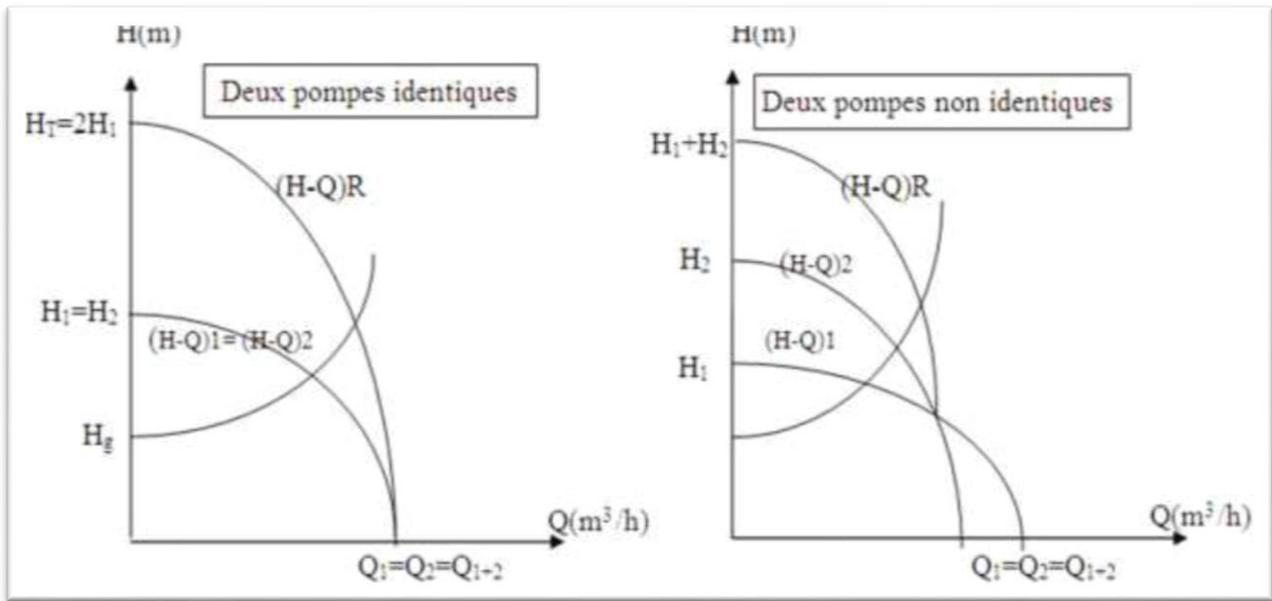


Figure V.2 : Couplage de deux pompes en série.

V.5.1. Refoulement SR - Réservoir Canastel

Le tableau suivant englobe le type, le nombre et les caractéristiques de chaque pompe choisie:

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

Nbre de pompes	Q (m³/h)	HMT (m)	Référence de la pompe	η (%)	Vitesse de rotation (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
1	3784.24	111.16	RDLO 600-885 A	81.70	993	1400.40	5.35
2	1890.22	111.14	RDLO 400-705 A	83.67	1492	683.38	6.14
3	1260.59	111.14	Omega 250-600 A	84.01	1488	452.92	4.01
4	945.61	111.15	Omega 250-600 A	82.25	1488	347.46	3.02

D’après le tableau précédent on déduit que la variante qui convient le plus à notre cas est celle de trois (03) pompes avec une pompe de secours, car elle est la meilleure du point de vue: rendement, puissance absorbée et nombre de pompes.

On opte pour un nombre de pompe de trois y compris une pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type KSB Omega 250-600 A.

Les caractéristiques de la variante choisie sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Les caractéristiques du groupe électropompe choisi

Q (m ³ /h)	HMT (m)	Référence de la pompe	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
1260.59	111.14	Omega 250-600A	84.01	1488	452.92	4.01

V.6.2. Courbes caractéristiques de la pompe

Pour une pompe ayant une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

$$H = f(Q) ; P = (Q) ; \eta = f(Q) ; (NPSH)_r = f(Q).$$

Les courbes caractéristiques des pompes de SR seront établies à base de la courbe individuelle.

Cette courbe individuelle est tirée du catalogue des pompes KSB après le choix du type et du nombre de pompes en parallèle.

Les différentes courbes caractéristiques sont représentées sur la figure V.3 :

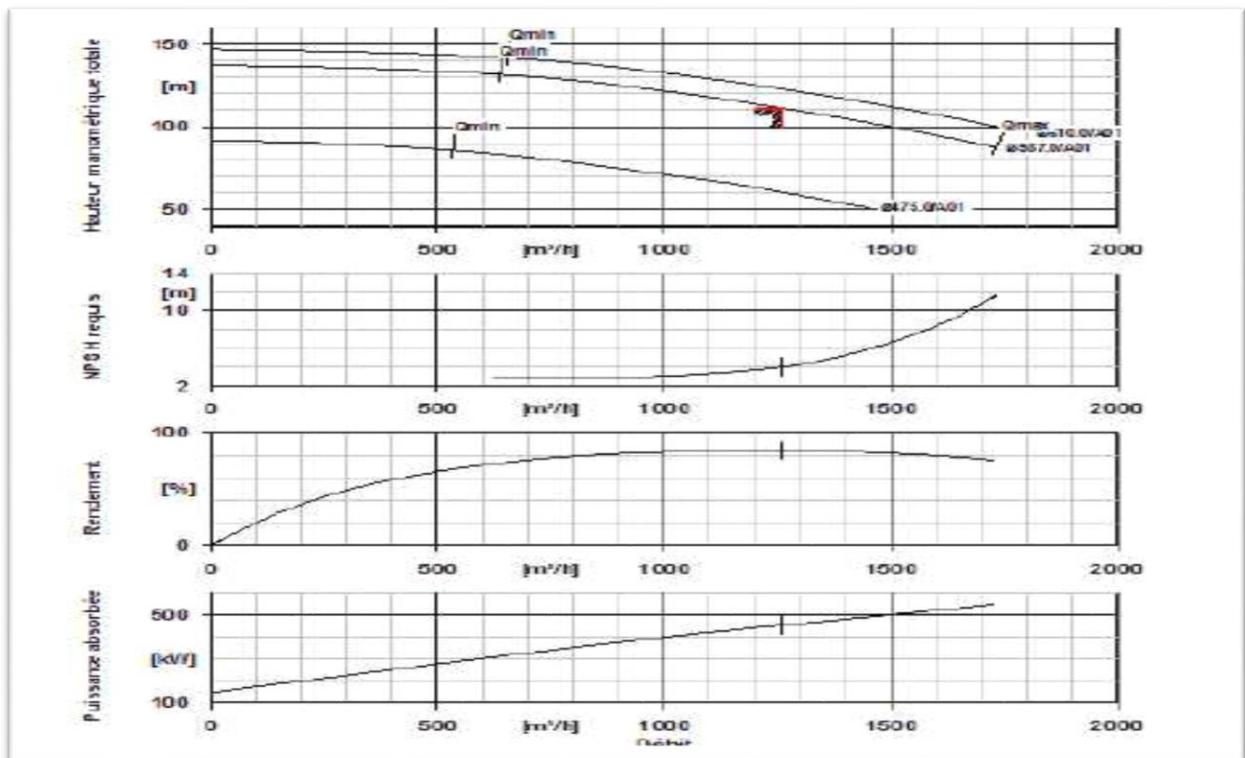


Figure V.3 : Courbes caractéristiques de la pompe type KSB.Omega 250-600 A.

V.7. Points de fonctionnement des pompes

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

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe. La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

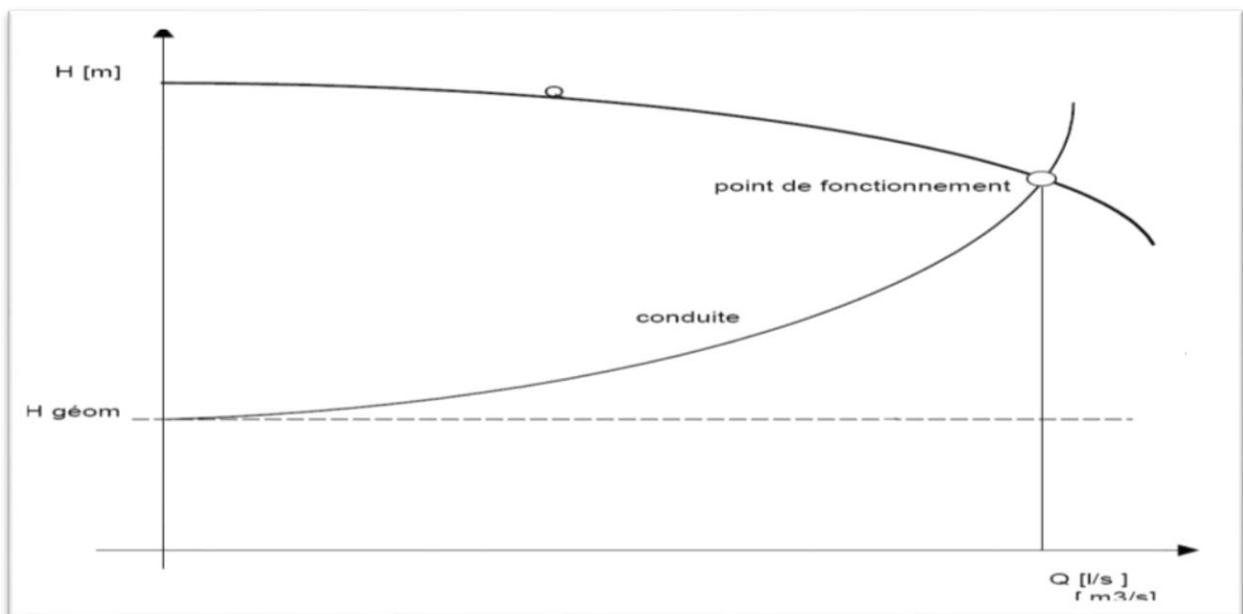


Figure V.4 : Détermination du point de fonctionnement.

V.8. Courbes caractéristiques de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique (m) ;
- Δh_t : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

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

$$\Delta p_{lin} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L_{ref} \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D_{ec}^{5,3}} \tag{V.3}$$

Avec :

- λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement ;
- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;
- Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;
- D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

V.8.1. Refoulement SR-Réservoir Canastel

Tableau V.3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR-Réservoir Canastel)

Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ (m)	Δh_{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
0	97	7756.50	900	0.011	0.00	0.00	97.00
20	97	7756.50	900	0.011	0.86	0.94	97.94
40	97	7756.50	900	0.011	3.43	3.77	100.77
60	97	7756.50	900	0.011	7.71	8.48	105.48
80	97	7756.50	900	0.011	13.71	15.08	112.08
100	97	7756.50	900	0.011	21.41	23.56	120.56

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.5) :

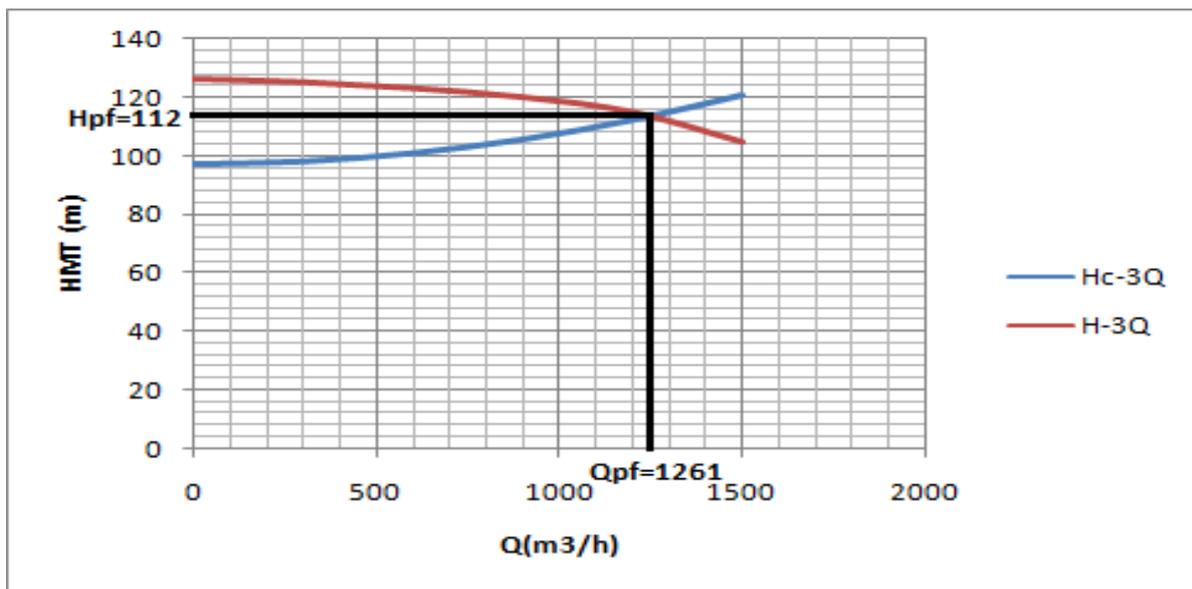


Figure V.5 : Point de fonctionnement de la pompe de SR.

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

$$\begin{aligned} Q_{pf} = 1261 \text{ m}^3/\text{h} &> Q_{app} = 1260 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_{PF} = 112 \text{ m} &> H_{app} = 111.13 \text{ m} \end{aligned}$$

V.9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et pour corriger l'écart qui existe entre la demande et les caractéristiques disponibles on doit procéder par deux modes de réglage.

V.9.1. Débit disponible (point de fonctionnement) > 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.
- **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 :

$$\eta_{ap,van}^{inst} = \eta_{av,van}^{inst} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

- $\eta_{ap,van}^{inst}$: rendement de l'installation après vannage ;
- $\eta_{av,van}^{inst}$: rendement de l'installation avant vannage ;
- H_{app} : hauteur manométrique appelée ;
- h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée.

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (\text{V.5})$$

- H'_c : hauteur correspondante à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $H=f(Q)$.
- **Rognage** : c'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (V.6)$$

- 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 :

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (V.7)$$

- Q_{M1} : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ;
- D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;
- d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

Rendement de rognage :

$$R = (1-m) * 100 \quad (V.8)$$

- R : rendement de rognage (%) ;
- m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \quad (V.9)$$

Remarque :

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

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

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V.10)$$

Avec :

- t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

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

V.9.2. Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas-là, 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, le débit correspondant au point de fonctionnement est légèrement supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondante au point de fonctionnement se rapproche à la hauteur manométrique appelée, ce qui implique que la différence entre les deux valeurs est négligeable d'où l'adaptation de la pompe aux conditions de fonctionnement n'est pas nécessaire.

V.10. Etude de la cavitation

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

V.10.1. Les effets néfastes de la cavitation

La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de la roue, lorsque la pression remonte l'implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue.

- Vibrations anormales ;
- Bruit anormal ;
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations ;
- Chute du débit pompé lors de l'apparition du phénomène de cavitation ;
- Erosion du matériau ;
- Diminution brutale des débits et des rendements.

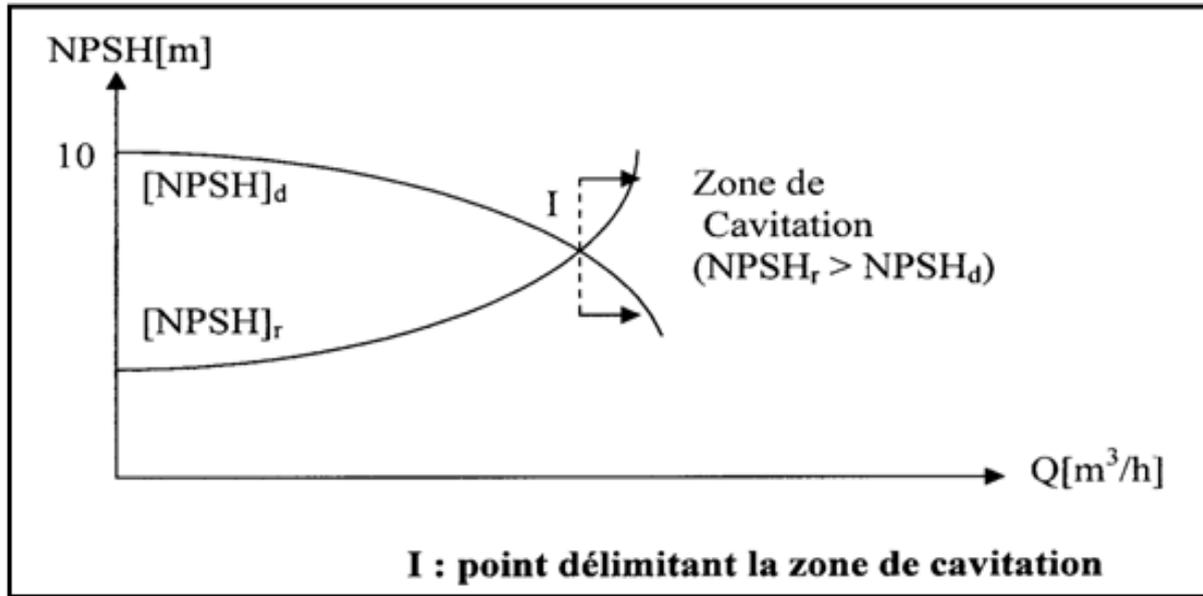


Figure V.8 : Graphe des courbes NPSH.

La cavitation peut être prévue par le calcul de NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$$

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

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

$$(\text{NPSH})_d = (\text{NPSH})_r + r$$

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

Pour notre calcul, on prend : $r = 0,3$ m.

V.10.2. Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement

Le nombre des collecteurs d'aspirations = nombre des pompes ;

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée ;

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$D_a = (1,2-1,5) D_{Na} ;$$

D_{Na} : diamètre de la tubulure d'aspiration ;

La vitesse d'aspiration est calculée par la formule suivante :

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi * D_a^2} \quad (\text{V.11})$$

Vérification de la vitesse :

Le diamètre du collecteur d'aspiration sera comme suit :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (\text{V.12})$$

Avec :

V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s) ;

On prend $V_c = 1.5$ m/s.

V.10.3. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible

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

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

$$(V.13) h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + r - \frac{P_{at}}{\rho * g} + \frac{T_v}{\rho * g} + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp}$$

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

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

$$(V.14) P_{at} = 10 - 0.00139 * H$$

Avec :

H : Altitude de la station en (mNGA) ;

T_v : Tension de vapeur d'eau ;

Tableau V.5 : 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

Source ONM.

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

Δh_{asp} : Perte de charge totale à l'aspiration.

$$(V.15) \Delta h_{asp} = (10 - 15) \% * \Delta h_{asp}^{lin}$$

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

$$(V.16) \Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

Avec :

L : Longueur de la conduite d'aspiration, $L = 16$ m ;

D : Diamètre de la conduite d'aspiration (m), $D_a = 587$ mm ;

Q : Débit refoulé (m³/s).

V.11.4. Calage de la pompe

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

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{adm}^{asp} + r \quad (\text{V.17})$$

Avec :

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ;

r : marge de sécurité, $r = (0.1 - 0.3)$ m ;

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

$$(\text{V.18}) \nabla_{min} = C_p + h + h_{inc}$$

C_p : côte de plan d'eau dans le réservoir (m.NGA) ;

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

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

Station de pompage SR

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 4.01$ m.
- La pression atmosphérique : $P_{atm} = 10.00 - 0.00139 * 193$
 $\Rightarrow P_{atm} = 9.73$ m
- La tension de vapeur d'eau à une température $T = 20$ °C $\Rightarrow T_v = 0,24$ m.c.e
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a > D_{Na}$
 $D_{Na} = 391$ mm
 Donc : $D_a = D_{Na} * 1.5 \Rightarrow D_a = 587$ mm ;
- La vitesse d'aspiration :

Pour $D_a = 587$ mm, la vitesse sera :

$$V_{asp} = \frac{4*Q}{\pi*D_a^2} = \frac{4*420}{\pi*0.587^2*3600} \Rightarrow V_{asp} = 0.53 \text{ m/s.}$$

Dans notre cas $D_a = 587$ mm et $V_{asp} = 0.53$ m/s, donc la vitesse d'aspiration est admissible.

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \cdot 1260}{\pi \cdot 1.5 \cdot 3600}} \Rightarrow D_c = 0.545 \text{ m}$$

On pose $D_c = 0.55 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 \cdot 1260}{\pi \cdot 0.55^2 \cdot 3600} \Rightarrow V_c = 1.47 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible, alors on prend $D_c = 550 \text{ mm}$.

- La perte de charge linéaire :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0.035 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1.15 \times 0.035 = 0.04 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

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

$$h_{adm}^{asp} = 4.01 + 0.5 - \frac{9.73}{1000 \cdot 9.81} + \frac{0.24}{1000 \cdot 9.81} + \frac{0.53^2}{2 \cdot 9.81} + 0.04$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = 4.56 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'eau d'aspiration:

$$\nabla_{min} = 193 + 4.94 \Rightarrow \nabla_{min} = 197.94 \text{ m}$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 193.68 \text{ m}$$

Donc la pompe doit être calée à une côte de 193.68 m pour éviter la cavitation.

Pour éviter tous risques de la cavitation il faut :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{atm}}{\rho \cdot g} - \frac{P_v}{\rho \cdot g} - \left(-h_a + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \Delta h_{asp} \right)$$

$(NPSH)_d = 4.51 \text{ m} > 4.01 \text{ m}$.

Notre pompe est loin du risque de la cavitation

V.11. Choix du moteur électrique

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur.

V.11.1. 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.

V.11.2. Station de reprise SR

- **Vitesse de rotation du moteur :**

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 ;$$

Avec:

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

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

$$N_m = 1488 \pm 200 \text{ tr/mn}$$

- **Puissance fournie par le moteur:**

La puissance qui devra être fournie par le moteur en (Watt) est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \quad (V.19)$$

Avec :

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

Q_{app} : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT: hauteur manométrique totale minimale (m.c.e);

η_p : rendement de la pompe ; $\eta_p = 84.01\%$

η_{acc} : rendement d'accouplement, $\eta_{acc} = 93\%$;

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

On prend : $\eta_m = 93\%$.

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

Tableau V.6 : Coefficient de correction en fonction de la puissance

P (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

$$P_m = \frac{9810 * 1.05 * 111.13 * 1.05}{0.8401 * 0.93 * 0.93} = 1654.18 \text{ Kw.}$$

V.12. Choix du bâtiment

Pour le choix du type du bâtiment, il faut tenir compte des critères suivants : [3]

- Schéma d'assemblage ;
- Schéma de raccordement ;
- Conditions naturelles ;
- Disponibilité des matériaux de construction ;
- Variation du plan d'eau d'aspiration ;
- Type d'installation ;
- Type du groupe électropompe ;
- Le débit et la hauteur manométrique totale.

Dans notre station de pompage, on a opté pour un bâtiment de type surface car c'est le plus économique et le plus facile à réaliser.

V.13. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage

Station de reprise SR

- **Hauteur du bâtiment :**

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (\text{V.20})$$

Avec :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (\text{V.21})$$

H_p : hauteur de la pompe,

A.N : $H_p = 0.850 \text{ m}$

H_s : hauteur du socle = (0.3 – 0.5) m, $H_s = 0.3 \text{ m}$

H_r : hauteur de réservée $H_r = 0.5 \text{ m}$;

A.N : $H_5 = 0.650 + 0.3 + 0.5 \Rightarrow H_5 = 1.65 \text{ m}$

H_6 : hauteur réservée 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, $H_9 = 0,5 \text{ m}$;

$$\text{A.N : } H_b = 1.45 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 \Rightarrow H_b = 5.45 \text{ m.}$$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées comme suit :
(8.4 - 9.6 - 12.6 - 14) m ;

Donc on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 8.4 \text{ m.}$

- **Longueur du bâtiment :**

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{\text{int}}(n-1) + L_{\text{pf}} + L_1 + L_3 + L_4 \quad (\text{V.22})$$

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

L : Longueur de la pompe et celle du moteur,

$$\text{A.N : } L = 2.431 \text{ m.}$$

$$L = 4 \times 2.431 \Rightarrow L = 9.72 \text{ m.}$$

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

On prend : $L_{\text{int}} = 1.5 \text{ m.}$

L_{pf} : Longueur de la plate forme de montage, $L_{\text{pf}} = 2.5 \text{ m}$;

L_1 : Distance entre le mur et le premier organe de la pompe, $L_1 = 0.5 \text{ m}$;

L_3 : Longueur des accessoires d'aspiration,

L_4 : Longueur des accessoires de refoulement,

$$L_3 + L_4 = L_{\text{tr}} + L_{\text{tasp}} + L_c + L_{\text{div}} \quad (\text{V.23})$$

Avec :

L_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $L_{\text{tr}} = 2 \times D_r$

$$\text{A.N : } L_{\text{tr}} = 2 \times 0.61 \Rightarrow L_{\text{tr}} = 1.22 \text{ m} ;$$

L_{tasp} : Longueur de tubulure d'aspiration, $L_{\text{tasp}} = 2 \times D_a$

$$\text{A.N : } L_{\text{tasp}} = 2 \times 450 \Rightarrow L_{\text{tasp}} = 0.9 \text{ m} ;$$

L_c : Longueur du convergent, $L_c = (3.5 - 4) * (D_a - d_a) = 3.5 \times 100 = 0.35 \text{ m.}$

L_{div} : Longueur du divergent, $L_{\text{div}} = (3.5 - 4) * (D_r - d_r) = 3.5 \times 220 = 0.77 \text{ m.}$

$$\text{A.N: } L_3 + L_4 = 3.24 \text{ m .}$$

$$L_b = n \times L + L_{\text{int}}(n-1) + L_{\text{pf}} + L_1 + L_3 + L_4$$

$$\text{A.N : } L_b = 6.064 + 4.5 + 2.5 + 0.5 + 2.12 \Rightarrow L_b = 20.46 \text{ m.}$$

La longueur du bâtiment sera de **21 m**.

- **Largeur du bâtiment :**

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = L_1 + L_2 + L_B + L_r + L_p \tag{V.24}$$

L_1 : distance entre le mur et le premier organe de la pompe, $L_1 = 1.5$ m.

L_2 = Distance entre le mur et le dernière organe de la pompe, $L_2 = 1.2$ m.

L_r : Longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2 - 3)$ m ; on prend : $L_r = 2$ m.

L_b : Longueur du bureau du personnel, On prend : $L_b = 3$ m ;

L_p : Largeur de la pompe et le moteur ; on prend : $L_p = 0.87$ m ;

A.N: $l_b = 8.57$ m.

La largeur du bâtiment sera de **9 m**.

- **Dimensions des portes :**

Porte principale : 3×3.

Porte du personnel : 2.5×1.6.

- **Dimensionnement des fenêtres :**

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

$$\Sigma SF = 0,15 \times 21 \times 9 \Rightarrow \Sigma SF = 28.35 \text{ m}^2.$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\Sigma S_f}{S_f} \tag{V.25}$$

n : Nombre de fenêtres ;

S_f : Surface d'une seule fenêtre ; $S_f = (1.2 \times 2.2)$;

A.N : $n = \frac{28.35}{1.2 \times 2.2} \Rightarrow n = 11$ fenêtres.

Tableau V.7 : Les dimensions du bâtiment de la SR

Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs (m)	Fenêtres (m)	Portes (m)	
					Principale	Secondaire
21	9	8.4	40	1.2 × 2.2	3×3	2.5×1.6

Conclusion

D'après l'étude que nous avons fait dans ce chapitre, notre choix des pompes de la station de reprise s'est porté sur trois pompes centrifuges à axe horizontal avec une pompe de secours de type KSB pour hautes pressions et qui refoulent des débits importants. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, transportant un débit de $1261 \text{ m}^3/\text{h}$ pour chacune avec une HMT de 111.14 m.

Le bon calage des pompes est nécessaire afin d'assurer leur bon fonctionnement et éviter les effets néfastes de la cavitation.

Introduction

Ce chapitre consiste à la modélisation de l'ensemble MAO – MAGTAA en faisant le raccordement vers Oran pour l'alimentation de l'Est de la wilaya ainsi que toutes les dérivations existantes dans le système.

VI.1. Description du système MAO

Le Lot 3.1 "Adduction au couloir Mostaganem-Arzew-Oran", par la suite conduite MAO, est inclus au sein du projet global "Système Cheliff-Kerrada-STE et adduction Mostaganem-Arzew-Oran". Il consiste en une adduction classique dont un réservoir en tête situé dans la STE alimente par gravité une série de points de prise intermédiaires finalisant au réservoir de Belgaid situé à la périphérie d'Oran.

Le débit maximum nécessaire pour alimenter le réservoir de Belgaid étant supérieur à celui transportable par gravité, la présence du système de pompage de Hassi Ben Okba, qui proportionne l'énergie nécessaire pour transporter les débits requis jusqu'au réservoir de Belgaid est nécessaire.

Le transfert MAO donc permet de réguler des volumes d'eaux superficielles de 155 Hm³ provenant du réservoir de Chélif, pour l'alimentation en eau potable des populations des wilayas de Mostaganem et d'Oran qui se trouvent le long du tracé de la conduite du système MAO.

La grande infrastructure qui forme le projet MAO se fractionne aux ouvrages suivants :

- Lot 1 – Barrage de Chélif ;
- Lot 2 - Barrage de Kerrada ;
- Lot 3 - Adduction du couloir MAO ;

Conduite de transport d'eau potable : 91 km de Ø 2200, 2000, 1800 et 1400 mm

- Réservoir de 120.000 m³ à Mostaganem ;
- Réservoir de 300.000 m³ à Oran ;
- Station de pompage de 4 m³/s, Hassi Ben Okba ;
- Station de traitement de Sidi Hadjel.

Le volume annuel de 155Hm³ produit par ce système se distribue entre les deux wilayas de Mostaganem et d'Oran, de la manière suivante :

- Wilaya de Mostaganem (45 Hm³)
- Wilaya d'Oran (110 Hm³)

Dont les principales caractéristiques se résument dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Les principales caractéristiques du système MAO

ÉLÉMENTS	CARACTÉRISTIQUES
Adduction Longueur (Lot 3.1) Diamètres - DN 2200 - DN 2000 - DN 1800 - 2 x DN1400 Pressions nominales Côte piézométrique amont (STE de Sidi Hadjel)	91 km 10 600 m 51 000 m 24 800 m 2 400 m PN 2 à 26 bars 253 à 256.4 m
Réservoir de Mostaganem Nombre de cellules Capacité totale, m ³ Trop-plein	2 120 000 206.11 m
Réservoir d'Oran Nombre de cellules Capacité totale, m ³ Trop-plein	4 300 000 236.61 m
Station de Pompage Localisation Nombre de groupes Débit unitaire / total Hauteur nominale de refoulement Puissance nominale du moteur	82 Km 4 (+1 de réserve) 1,0 / 4.0 m ³ /s 64.0 m 900 kW
Station de traitement de Sido Hadjel Capacité nominale de traitement Débit eau brute traitée Rendement du processus de traitement Réservoir eau traitée Nombre de réservoirs	561.600 m ³ /j 6.5 m ³ /s 97 % 110.000 m ³ 2

Pour augmenter la sécurité de fonctionnement, notamment en cas de rupture de la conduite, tous les 10 km environ et en aval des prises d'eau existent avec des vannes de sectionnement à papillon. La conduite d'adduction MAO est divisée en 15 tronçons, délimités par les chambres de vannes de sectionnement (CR) et par les changements de diamètre ou matériel (MT).

Tableau VI.2 : Les différents tronçons de l'adduction MAO

Tronçon	Longueur (m)	Matériau	Diamètre (mm)	CTN (m)
CR1 – MT3	5751	BPAT	2200	231.32
MT3 – CR2	4751	BPAT	2000	224.11
CR2 – CR3	12823	BPAT	2000	223.18
CR3 – CR4	4878	BPAT	2000	195.57
CR4 – CR5	2910	BPAT	2000	129.87
CR5 – CR6	6270	BPAT	2000	201.48
CR6 – MT1	9951	BPAT	2000	132.88
MT1 – CR7A	1752	BPAT	1800	96.17
CR7A – CR7B	2336	FD	2 × 1400	10.61
CR7B – MT2	5395	BPAT	1800	8.32
MT2 – CR8	7916	BPAT	2000	98.28
CR8 – CR9	6412	BPAT	2000	66.96
CR9 – CR10	5774	BPAT	1800	82.72
CR10 – CR11	5069	BPAT	1800	99.63
CR11 – CR12	6540	BPAT	1800	114.50

VI.2. Modèle MAO

Avec toutes ces considérations extraites du projet initial de la Conduite MAO, un modèle hydraulique en régime permanent a été réalisé. Pour ce faire, le programme EPANET, développé par l'Agence pour la Protection de l'Environnement des États Unis (US Environmental Protection Agency) a été utilisé pour les calculs hydrauliques.

VI.2.1. Présentation du logiciel

EPANET est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau.

L'utilisation d'EPANET est très diversifiée, et porte principalement sur :

- La régulation des pressions dans le réseau ;
- La détection des zones de fonctionnement déficitaire ;
- Le dimensionnement de travaux d'amélioration du réseau ou d'extension ;
- L'évolution de la qualité de l'eau et l'étude de traitement en différents points du réseau ;
- L'amélioration de la gestion des équipements (marnage des réservoirs), des coûts énergétiques (fonctionnement des stations de pompage), du contrôle des débits d'eau (sectorisation du réseau), de la gestion de crise (suppression d'une ressource, rupture d'une canalisation maîtresse, introduction de contaminants dans le réseau).

Le modèle mathématique résout, au moyen de la méthode de Newton, le système d'équations qui résulte d'appliquer le principe de conservation de l'énergie et l'équation de continuité.

Cela permet de déterminer l'état de fonctionnement du système en calculant en chaque point la pression hydraulique disponible et sur chaque tronçon de la conduite, le débit transporté.

Ci-après, les critères hydrauliques considérés par le programme de simulation sont décrits.

➤ Calcul hydraulique des conduites :

EPANET considère que les conduites fonctionnent à pression, en section pleine.

La détermination de la vitesse, du débit ou de la section est immédiate à partir de l'équation de continuité.

$$Q = V \times S \quad \text{VI.1}$$

Avec:

Q : Débit (m³/s) ;

V : Vitesse (m/s) ;

S : Section (m²).

➤ Pertes de charge continues :

- EPANET peut calculer les pertes de charge en ligne au moyen de différentes expressions mais la plus recommandée est celle de Darcy et Weisbach : [5]

$$I = \frac{\Delta H}{L} = \frac{f}{D} \times \frac{V^2}{2g} \quad \text{VI.II}$$

Avec:

- l : gradient hydraulique (m/m) ;
- ΔH : perte de charge linéaire m ;
- L : longueur de la conduite (m) ;
- D : diamètre intérieur (m) ;
- f : facteur de friction (sans dimension) ;
- g : accélération de la gravité (m/s²) ;
- v : vitesse moyenne (m/s) ;

Pour calculer le facteur de friction, EPANET emploie différentes méthodes dépendant du régime :

- Pour le flux laminaire (Re < 2000), il emploie la formule de Hagen-Poiseuille : [5]

$$f = \frac{Re}{64} \quad \text{VI.III}$$

Avec:

Re : Nombre de Reynolds

- Pour le flux turbulent (Re > 4000), il emploie l'approximation de Swamee et Jain à la formule de Colebrook-White, qui est la suivante: [5]

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71 * D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad \text{VI.IV}$$

Avec:

K : rugosité absolue équivalente (m).

Swamee et Jain ont développé une équation explicite qui donne des valeurs de f pratiquement identiques à l'équation implicite de Colebrook et White: [5]

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{K/D}{3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad \text{VI.V}$$

- Pour le flux de transition (2000 < Re < 4000), il emploie une interpolation cubique du diagramme de Moody.

➤ **Pertes localisées :**

Les pertes de charge localisées peuvent s'exprimer de la manière suivante: [5]

$$\Delta h = k \frac{v^2}{2g} \quad \text{VI.VI}$$

Avec:

v = vitesse de l'eau (m/s) ;

k = Coefficient à déterminer dans chaque cas.

VI.2.2. Modèle employé

Le point départ a été l'étude hydraulique initiale et le modèle EPANET a été développé sur celui-ci.

Le tracé de l'adduction a été établi sur EPANET en introduisant les nœuds pour chaque chambre de raccordement le long de l'adduction, les dérivation, les tuyaux, les bâches, les réservoirs et les vannes de sectionnement nécessaires.

Le schéma final de l'ensemble du réseau a été simulé et se présente sur la figure suivante :

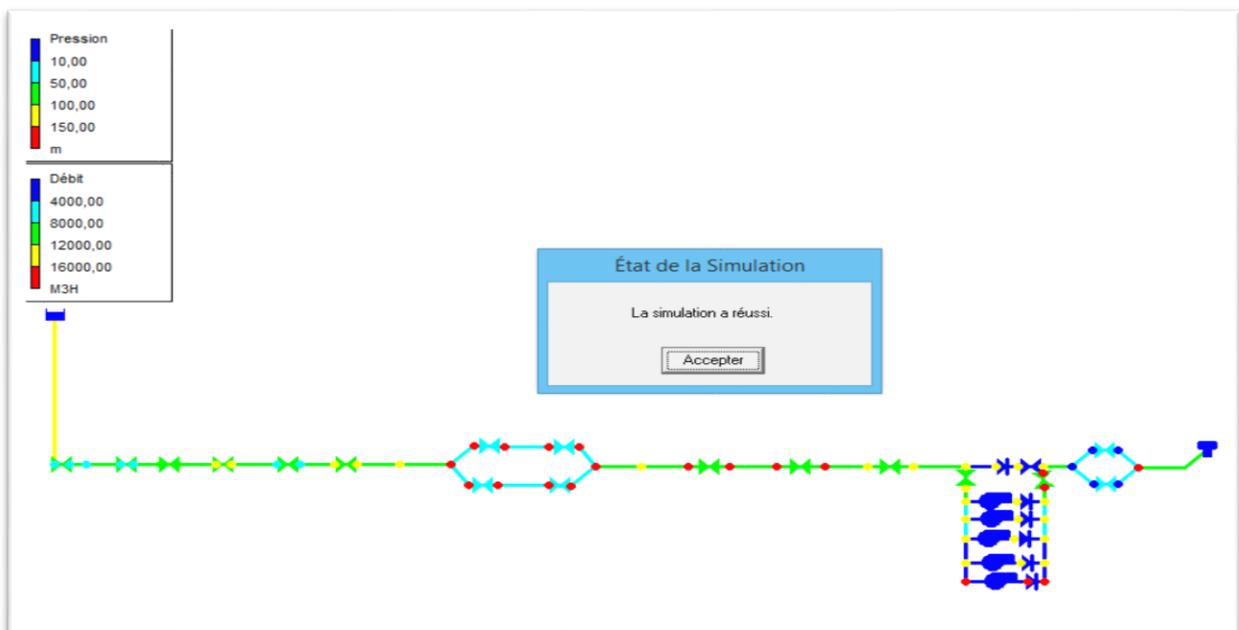


Figure VI.1 : Modèle initial du réseau de l'adduction MAO.

Les résultats de la simulation hydraulique réalisée sur le MAO avec le fonctionnement avec lequel il a été projeté présentent les débits suivants:

Tableau VI.3 : Résultats de la simulation hydraulique sur la conduite MAO

Chambre de raccordement	Débit (m ³ /h)	Pression (m)
CR1	12110.87	24.55
CR2	11984.87	30.16
CR3	11849.87	53.99
CR4	10589.87	118.51
CR5	10481.87	46.13
CR6	10409.87	113.09
CR7	10301.87	232.40
CR8	10301.87	170.44
CR9	10301.87	153.04
CR10	10031.87	134.73
CR11	9914.87	60.73
CR12	9906.87	9.26

VI.3. Ensemble du système MAO – MAGTAA

Postérieurement au développement du projet cité ci-avant, la SDEM MAGTAA a été construite. Il s'agit d'une station de dessalement d'eau de mer qui sera capable de produire un débit moyen journalier de 500 000 m³/jour.

Dans le but de donner sortie à ce débit d'eau, des travaux complémentaires destinés à connecter la SDEM MAGTAA à la conduite MAO, à incorporer des éléments de protection face aux transitoires hydrauliques et à réaliser de nouveaux points de prises pour alimenter les noyaux urbains non inclus dans le projet initial de la conduite MAO ont été projetés.

Avec la mise en service de la SDEM MAGTAA, l'ensemble du système MAO-SDEM MAGTAA se comportera comme trois sous-systèmes différents et à effets hydrauliques, non liés entre eux et qui seront donc gérés indépendamment.

Ces sous-systèmes sont les suivants :

- **Sous-système 1: STE – CR3**

Il se comporte comme une adduction classique pouvant alimenter en eau les points de prise suivants :

Tableau VI.4 : Les différents points de prise existants dans le sous-système STE-CR3

CENTRE URBAIN	DEBIT DÉRIVATION (m ³ /s)
Sidi Ali CR1	0,14
Aïn Tédélès CR2	0,15
Mostaganem CR3	1,40
TOTAL	1,69

- **Sous-système 2: SDEM MAGTAA – Mostaganem**

Il se comporte comme une impulsion classique vers le réservoir de Mostaganem avec une série d'alimentations intermédiaires, pouvant alimenter en eau les points de prise suivants :

Tableau VI.5 : Les différents points de prise existants dans le sous-système SDEM MAGTAA – Mostaganem

CENTRE URBAIN	DEBIT DÉRIVATION (m ³ /s)
Mostaganem CR3	1,40
Mazaghan CR4	0,12
Hassi Mamèche CR5	0,08
Stidia – Ain Nouissy CR6	0,12
TOTAL	1,72

- **Sous-système 3: SDEM MAGTAA – Réservoir Araba – Réservoir Belgaid**

Il se comporte comme une impulsion vers un réservoir intermédiaire de rupture de charge (réservoir Araba), qui en même temps, joue le rôle de réservoir d'aspiration du pompage de Hassi Ben Okba avec une série de points d'alimentation intermédiaires, pouvant alimenter en eau les points de prise suivants :

Tableau VI.6 : Les différents points de prise existants dans le sous-système SDEM MAGTAA – Réservoir Araba – Réservoir Belgaid

CENTRE URBAIN	DEBIT DÉRIVATION (m³/s)
M'Dabra	0,06
Dérivation vers SIG	1,16
Granine	0,02
Araba	0,01
El Arassa	0,02
Chehairia	0,02
El Ayaida	0,02
Bethiouia	0,04
Aïn Beida	0,08
Arzew	0,30
Gdyel	0,13
Hassi Ben Obka	0,04
Hassi Bounif	0,06
Oran	3,96
TOTAL	5,92

En cas de besoin, deux connexions du pompage de Hassi Ben Okba vers les réservoirs de Bir el Djir et Canastel ont été faites pour réaliser des pompes d'urgence en cas d'incidence sur les anciennes conduites TGO.

VI.3.1. Modèle MAO – MAGTAA

La SDEM Magtaa dispose de deux groupes de pompage indépendants qui sont capables de fournir les débits et pressions suivants :

- Pompage SDEM MAGTAA – Mostaganem: entre 145.000 et 360.000 m³/jour avec une hauteur piézométrique d'entre 22,5 et 26,7 bars.
- Pompage SDEM MAGTAA – Réservoir Araba: entre 70.000 et 360.000 m³/jour avec une hauteur piézométrique d'entre 19,00 et 22,0 bars.

Le schéma de l'installation étudiée est composé de deux parties essentielles :

- ✓ SDEM Magtaa – Réservoir tampon Araba ;
- ✓ Réservoir tampon Araba – Station de pompage Hassi ben Okba – Réservoir d'Oran (BELGAID).

Les deux parties sont représentées dans les figures suivantes :

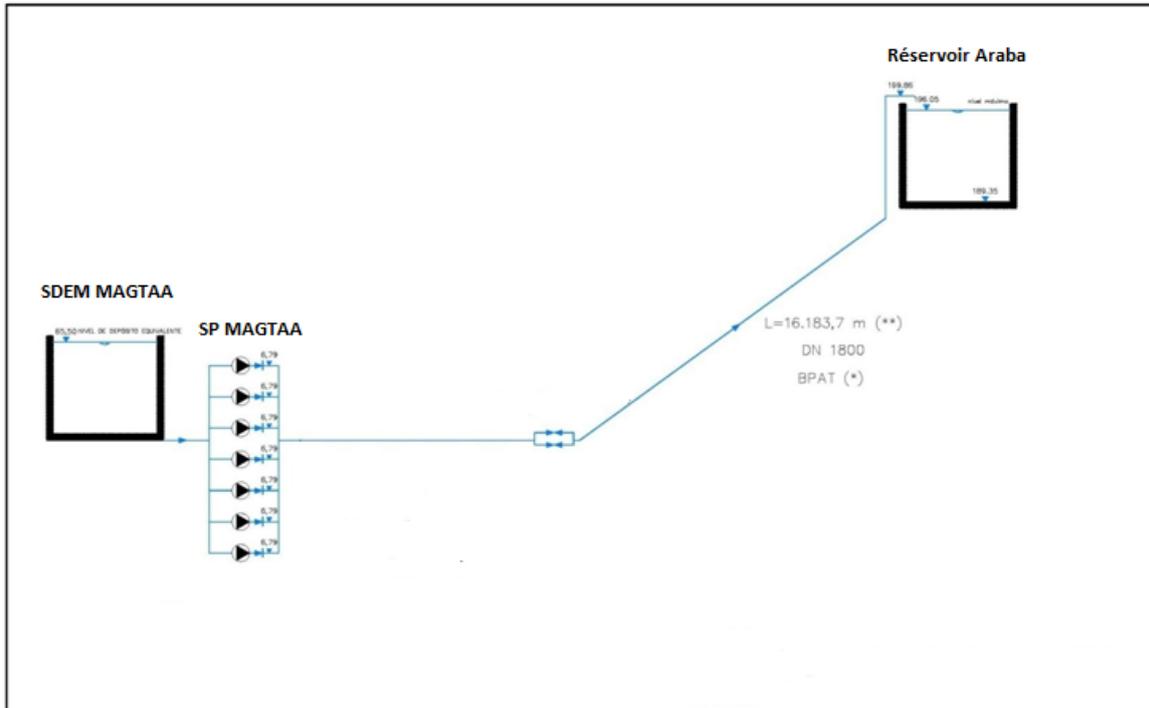


Figure VI.2 : Schéma d'installation SDEM MAGTAA – Réservoir tampon Araba.

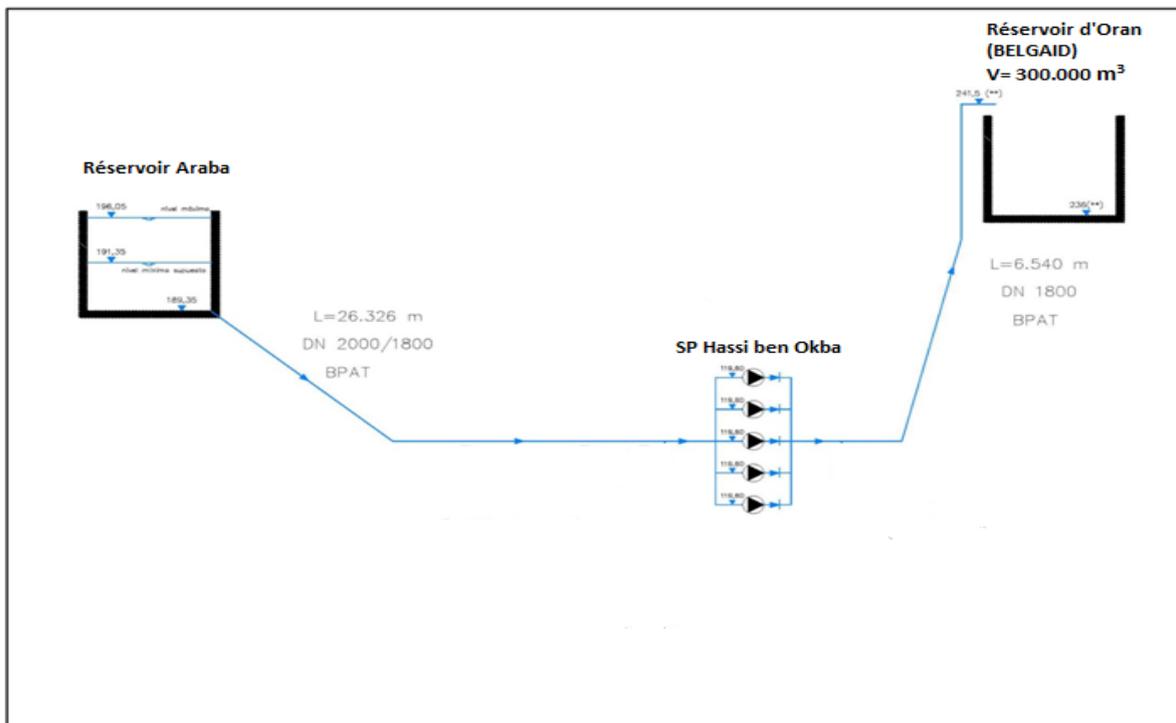


Figure VI.3 : Schéma d'installation Réservoir Araba – SP Hassi Ben Okba – Réservoir d'Oran (BELGAID).

Depuis le réservoir tampon d'Araba (situé à la côte 189.35 m) jusqu'au réservoir de Belgaid (situé à la côte 236.61 m), il existe 6 dérivations.

- Dérivation au réservoir d'Araba
- Dérivation au réservoir d'Arassa.
- Dérivation à la station de pompage d'Ain El Bia.
- Dérivation jusqu'au réservoir d'Arzew.
- Dérivation à la station de pompage de Chehairia.
- Dérivation jusqu'au réservoir de El Ayaida
- Dérivations jusqu'aux réservoirs de Canastel et Bir el Djir.

Les demandes réelles de ces dérivations se résument dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Demandes réelles des dérivations existantes entre les réservoirs Araba et Belgaid

Dérivations	Débit (m ³ /h)
Araba	33.35
Arassa	90.33
Arzew	65
SP d'ain El Bia	300
Chehairia	74.62
El Ayayda	43.20
Canastel et Bir el Djir	4700

VI.3.1.1. Station de pompage Hassi Ben Okba

Quatre pompes à caractéristiques identiques et dotées de variateur de fréquence y compris une pompe de secours, sont installées à la station de pompage de Hassi Ben Okba véhiculant un débit de 1m/s chacune avec une HMT égale à 64 m.

Pour le modèle, il a été considéré que les quatre pompes fonctionnent simultanément et à vitesse maximale. La courbe de pompage de la station a été obtenue à partir de celle facilitée par le fabricant, pour un élément et correspond à celle représentée sur la figure suivante :

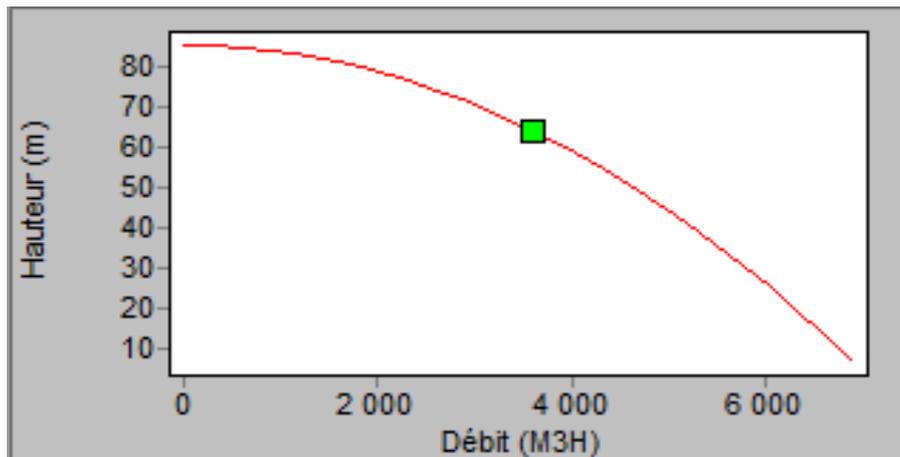


Figure VI.4 : Point de fonctionnement des pompes de Hassi Ben Okba.

VI.3.1.2. Réservoirs de stockage existants

- ✓ Le réservoir de Belgaid a un volume de 300.000 m³ se composant de quatre compartiments identiques 75.000 m³ pour chacun (4x75.000) m³ et se situe à la côte de 236,61 m, avec une hauteur maximale de 7,3 m, le remplissage se réalisant par la partie supérieure du réservoir. La côte d'entrée de la conduite est de 241,50 m.
- ✓ Le réservoir de Bir el Djir a un volume de 10.000 m³ se composant de deux compartiments identiques 5.000 m³ pour chacun (2x5.000) m³ et se situe à la côte de 177,41 m avec une hauteur maximale de 5,5 m.
- ✓ Le réservoir de Canastel a un volume de 10.000 m³ sur un seul compartiment ayant une hauteur de 7 m.

Pour moduler le niveau du réservoir de Belgaid, il y a deux manières d'agir :

- 1) Faire varier les débits pompés par le pompage de Hassi Ben Okba.
- 2) Faire varier les débits fournis par le pompage SDEM MAGTAA-ARABA en demandant aux gérants de la SDEM MAGTAA les nouveaux volumes et cote piézométrique voulus.

Ces deux actions supposent, de manière indirecte, d'agir aussi sur le niveau d'eau au niveau du réservoir tampon d'Araba. Vu la faible capacité régulatrice du réservoir tampon d'Araba (en considérant sa capacité face aux volumes traités par le pompage SDEM MAGTAA-ARABA), celle-ci ne peut s'utiliser que pour réaliser des petits ajustements de débit sur les débits pompés vers le réservoir de Belgaid. Si les ajustements sont d'une importance considérable, il faudra agir sur les débits pompés par le pompage SDEM MAGTAA-ARABA.

VI.3.2. Analyse du sous-système Réservoir Araba – Oran

Comme point de départ, on a considéré le modèle EPANET de l'étude hydraulique initiale et on a travaillé sur celui-ci en modifiant les hypothèses de fonctionnement du système.

Cette fois-ci la simulation hydraulique du système a été faite avec intégration de la SDEM MAGTAA.

Hypothèse 1: Alimentation par gravité depuis Araba

En premier lieu, il a été prévu d'alimenter par gravité (station d'Hassi Ben Okba arrêtée), montrant que le système ne fonctionne pas correctement de cette manière. La différence de niveau entre les réservoirs d'Araba (côte du radier 189,35) et de Belgaid (côte radier 236) fait que la conduite d'eau par gravité depuis le premier vers le second réservoir est impossible.

En maintenant toutes les dérivations ouvertes, à exception de celle d'Ain El Bia, nous obtenons les débits d'alimentation suivants :

Tableau VI.8 : Les débits d'alimentation obtenus après la simulation

Entrées / Sorties	Q (m ³ /h)
Sortie SDEM	15457.54
Entrée Araba	14032.54
Mascara vers Sig	1425
Retour vers Oran	2987.34
Dérivation Arassa	90.33
Dérivation Chehairia	74.62
Dérivation Aiayda	43.20
Dérivation Arzew	65
Réservoir Bir el Djir	2779.19
Réservoir Canastel	0
Réservoir Belgaid	0

Hypothèse 2: Alimentation en eau depuis Araba avec le pompage de Hassi Ben Okba et toutes les dérivations ouvertes

Dans cette hypothèse, il est supposé que toutes les dérivations sont ouvertes à exception de la dérivation à Ain El Bia, et que la station de pompage de Hassi Ben Okba est en fonctionnement à plein rendement (quatre pompes à vitesse maximale : 2775 m³/h pour chacune) avec une courbe de modulation de vitesse ayant un multiplicateur de 1,2 dispersé pour les 24 heures de la journée selon la demande.

La station de pompage incluse dans la SDEM MAGTAA fonctionne en pleine capacité (cinq pompes qui débitent 2742 m³/h chacune) avec une courbe de modulation de vitesse ayant un multiplicateur de 1,2 dispersé pour les 24 heures de la journée, cette courbe est représentée dans la figure suivante :

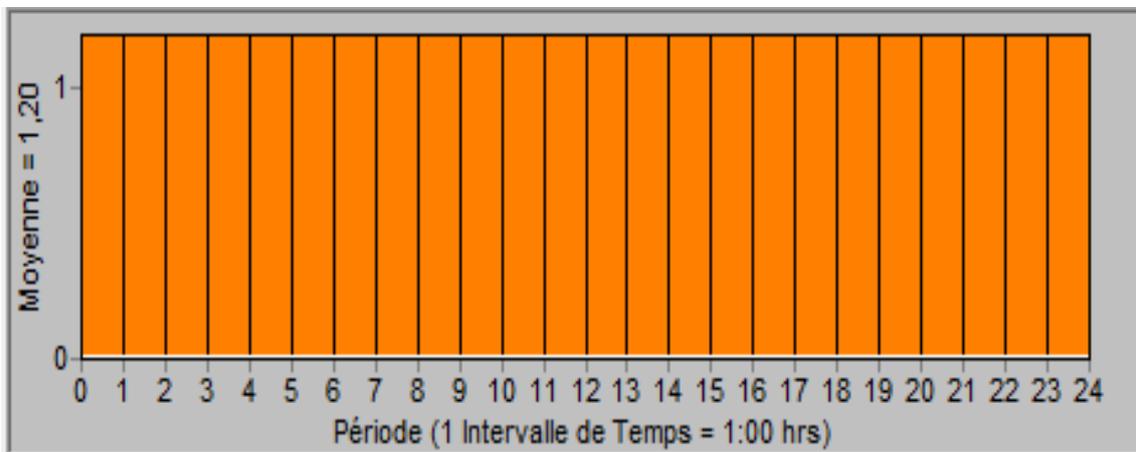


Figure VI.5 : Courbe de modulation de vitesse pour les pompes de la SDEM et SP de Hassi Ben Okba.

Les pressions en amont et en aval de Hassi Ben Okba sont:

- Pression en amont de la station de pompage: 114.06 mce.
- Pression en aval de la station de pompage: 220.68 mce.

Dans ces circonstances, Belgaid ne reçoit pas d'eau. Dans les autres réservoirs, les débits d'arrivée sont les suivants :

Tableau VI.9 : Les débits d'alimentation obtenus après la simulation

Entrées / Sorties	Q (m ³ /h)
Sortie SDEM	13708.84
Entrée Araba	2398.11
Mascara vers Sig	2375
Retour vers Oran	11310.65
Dérivation Arassa	90.33
Dérivation Chehairia	74.62
Dérivation Aiayda	43.20
Dérivation Arzew	65
Réservoir Bir el Djir	6400
Réservoir Canastel	6760
Réservoir Belgaid	0

Hypothèse 3: Alimentation en eau depuis Araba avec le pompage de Hassi Ben Okba et les dérivation situées en amont de la station ouvertes

Dans cette hypothèse, il est supposé que toutes les dérivation sont ouvertes à exception des dérivation à Ain El Bia et la dérivation à Canastel et Bir El Djir, et que la station de pompage de Hassi Ben Okba se trouve en fonctionnement à plein rendement (quatre pompes à vitesse maximale : 2961 m³/h pour chacune) avec une courbe de modulation de vitesse ayant un multiplicateur de 0,8 dispersé pour les 24 heures de la journée selon la demande réelle, cette courbe est représentée dans la figure suivante :

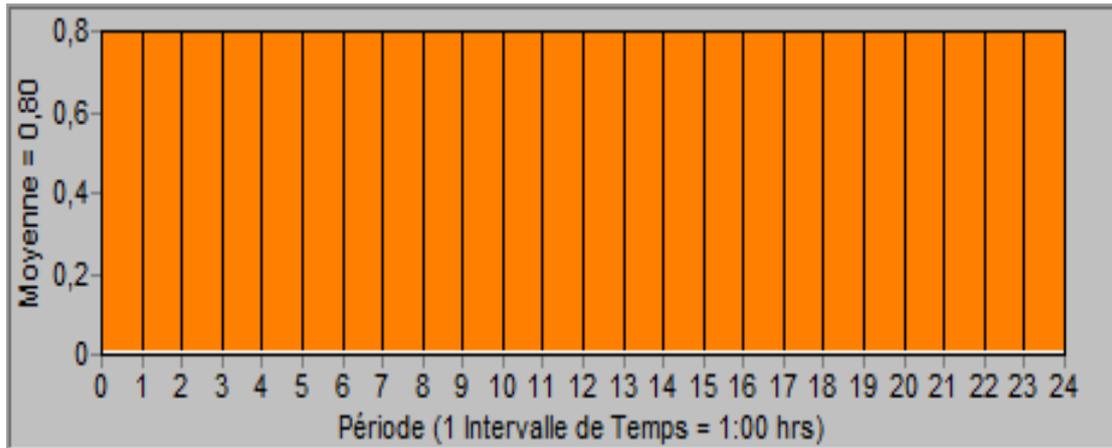


Figure VI.6 : Courbe de modulation de vitesse pour les pompes de Hassi Ben Okba.

La station de pompage incluse dans la SDEM MAGTAA fonctionne en pleine capacité (cinq pompes qui débitent $2845 \text{ m}^3/\text{h}$ chacune) avec une courbe de modulation de vitesse ayant un multiplicateur de 1,2 dispersé pour les 24 heures de la journée selon la demande réelle, qui est représentée dans la figure suivante :

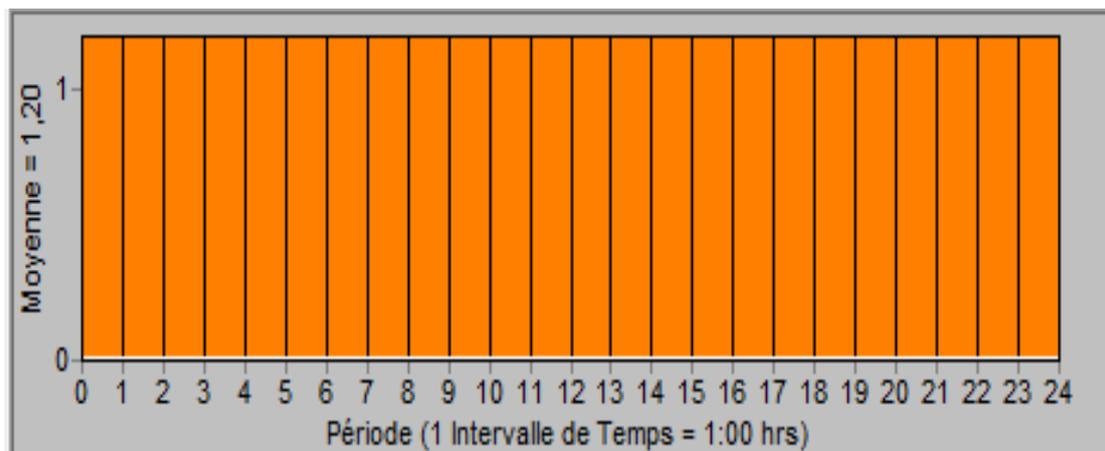


Figure VI.7 : Courbe de modulation de vitesse pour les pompes de la SDEM.

Dans ce cas, un débit de $11\,844.98 \text{ m}^3/\text{h}$ arrive à Belgaid avec une pression de 0,43 mce. La vitesse maximale de circulation de l'eau par la conduite qui arrive au réservoir est de 1,29 m/s.

Les pressions en amont et en aval de Hassi Ben Okba sont :

- Pression en amont de la station de pompage: 88.65 mce.
- Pression en aval de la station de pompage: 125.26 mce.

Les débits distribués à chacun des réservoirs desservis sont les suivants :

Tableau VI.10 : Les débits d'alimentation obtenus après la simulation

Entrées / Sorties	Q (m ³ /h)
Sortie SDEM	14231.53
Entrée Araba	2398.10
Mascara vers Sig	2375
Retour vers Oran	12054.05
Dérivation Arassa	90.33
Dérivation Chehairia	74.62
Dérivation Aiayda	43.20
Dérivation Arzew	65
Réservoir Bir el Djir	0
Réservoir Canastel	0
Réservoir Belgaid	11844.98

Hypothèse 4 : Alimentation depuis Araba avec le pompage de Hassi Ben Obka et dérivations ouvertes avec limiteurs de débit dans les conduites à Canastel et Bir el Djir

Dans cette hypothèse, il est supposé que toutes les dérivations sont ouvertes à l'exception de la dérivation à Ain El Bia, et que la station de pompage d'Hassi Ben Okba fonctionne à plein rendement (quatre pompes à vitesse maximale : 2755 m³/h pour chacune) avec une courbe de modulation de vitesse ayant un multiplicateur de 0,45 dispersé pour les 24 heures de la journée selon la demande, cette courbe est représentée dans la figure suivante :

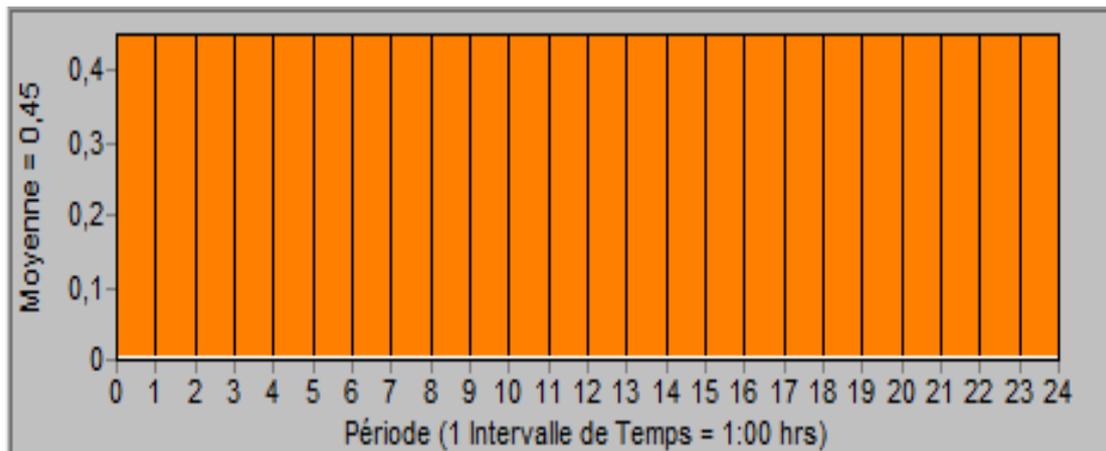


Figure VI.8 : Courbe de modulation de vitesse pour les pompes de Hassi Ben Okba.

La station de pompage incluse dans la SDEM MAGTAA fonctionne en pleine capacité (cinq pompes qui débitent $2908 \text{ m}^3/\text{h}$ chacune) avec une courbe de modulation de vitesse ayant un multiplicateur de 1,3 dispersé pour les 24 heures de la journée qui est représentée dans la figure suivante :

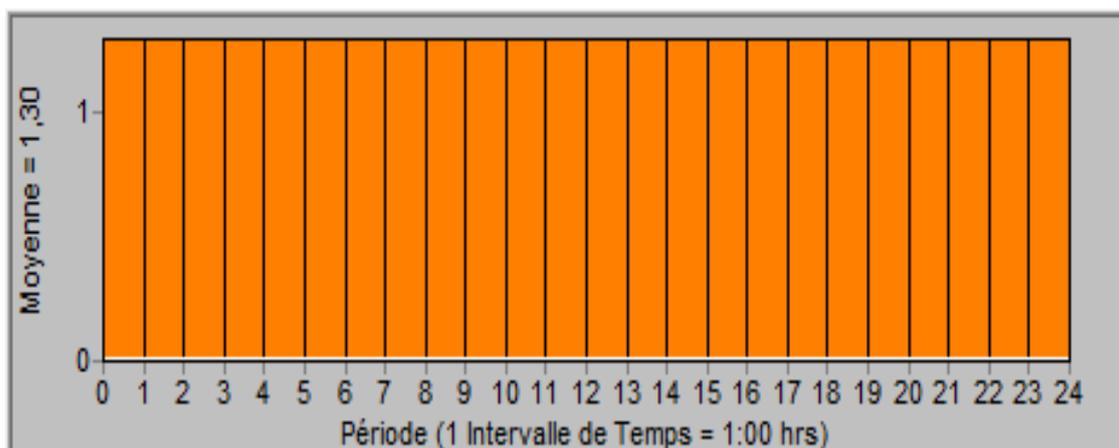


Figure VI.9 : Courbe de modulation de vitesse pour les pompes de la SDEM.

Vu que dans l'hypothèse d'alimentation conjointe à Belgaid, Canastel et Bir El Djir (hypothèse 2) situés à une côte plus basse, l'eau n'arrive pas à Belgaid, dans ce scénario de calcul, il est supposé qu'il existe des vannes qui limitent les débits de transit vers Canastel ($3400 \text{ m}^3/\text{h}$) et vers Bir el Djir ($4100 \text{ m}^3/\text{h}$).

Les pressions en amont et en aval d'Hassi Ben Okba sont :

- Pression en amont de la station de pompage : 37.31 mce.
- Pression en aval de la station de pompage: 144.11 mce.

Dans ces circonstances, les débits qui arrivent aux réservoirs alimentés sont les suivants:

Tableau VI.11 : Les débits d'alimentation obtenus après la simulation

Entrées / Sorties	Q (m³/h)	Pression Amont / Aval (bar)	Vitesse (m/s)
Sortie SDEM	14631.90	64.64 / 378.52	1.60
Entrée Araba	2439.82	6.00	0.60
Mascara vers Sig	2375	6.00	1.31
Retour vers Oran	12109.25	181.53	1.33
Dérivation Arassa	90.33	189.82	0.85
Dérivation Chehairia	74.62	170.44	0.71
Dérivation Aiayda	43.20	158.06	0.59
Dérivation Arzew	65	178.21	0.65
SP Hassi Ben Okba	11021.74	37.31 / 114.62	1.30
Réservoir Bir el Djir	4100	10.01	0.74
Réservoir Canastel	3400	40.17	1.08
Réservoir Belgaid	4392.68	26.25	0.66

La simulation du système SDEM – ARABA – BELGAID est représentée dans les figures suivantes :

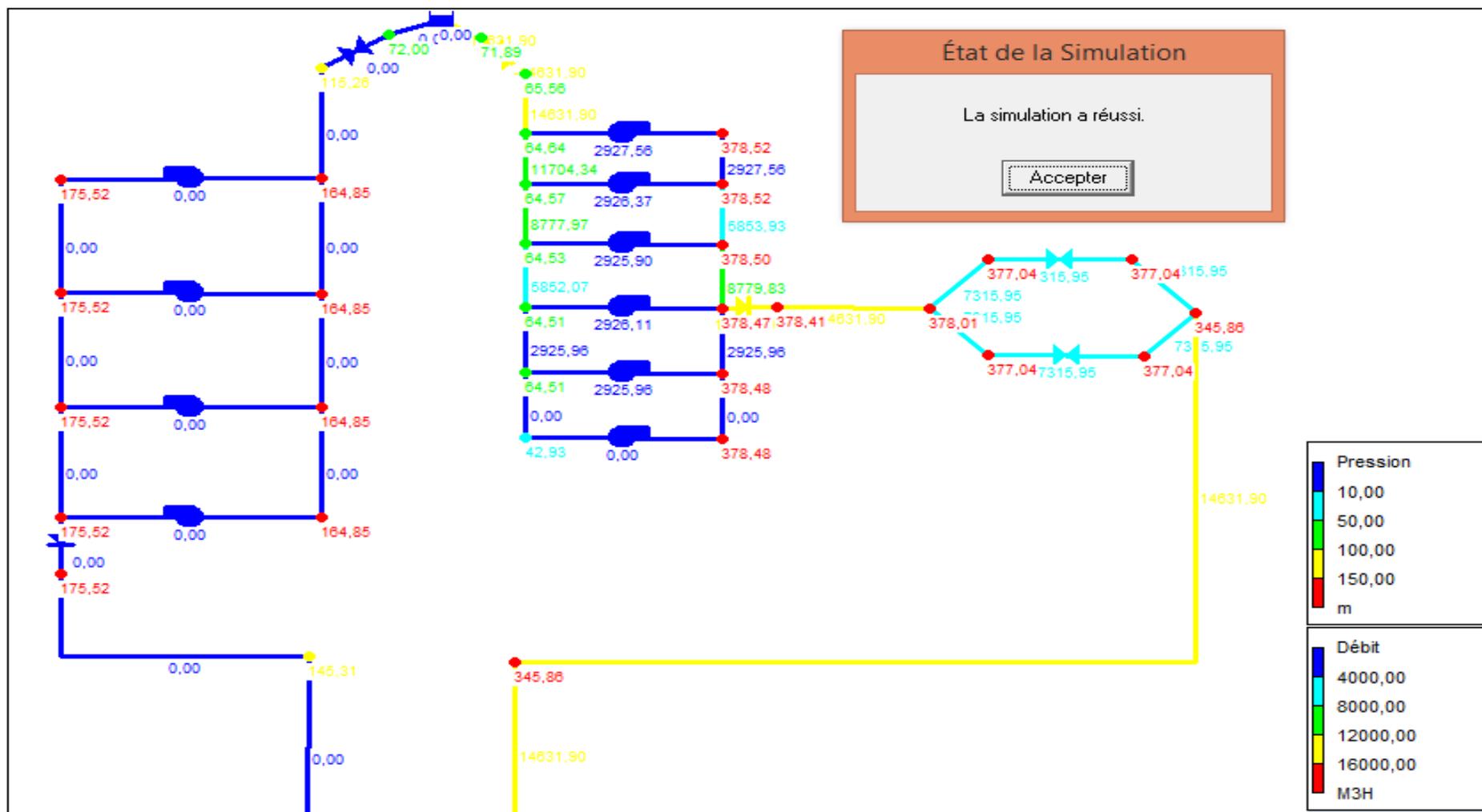


Figure VI.10 : Résultats de la simulation (SDEM MAGTAA).

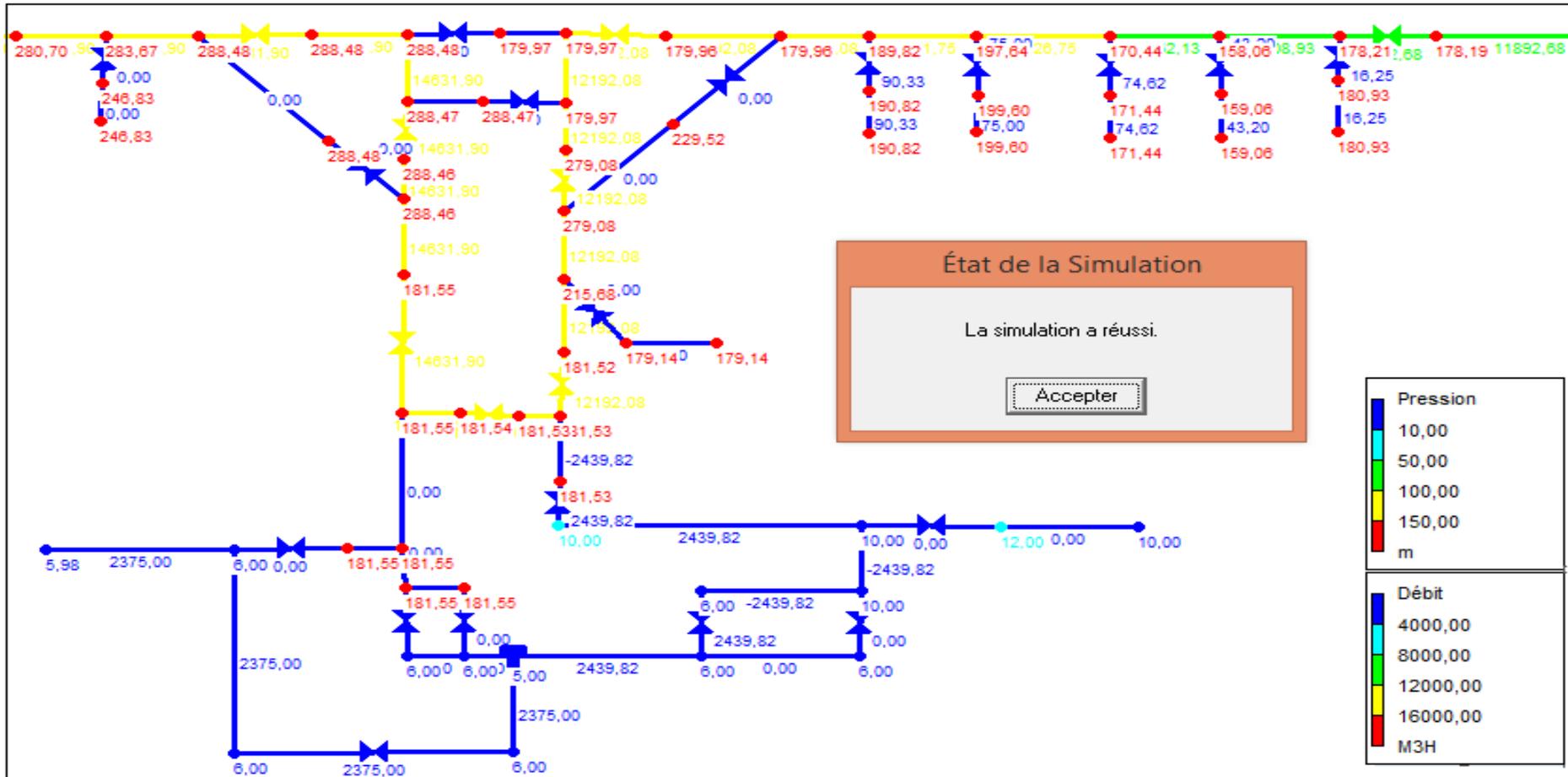


Figure VI.11 : Résultats de la simulation (Réservoir Araba).

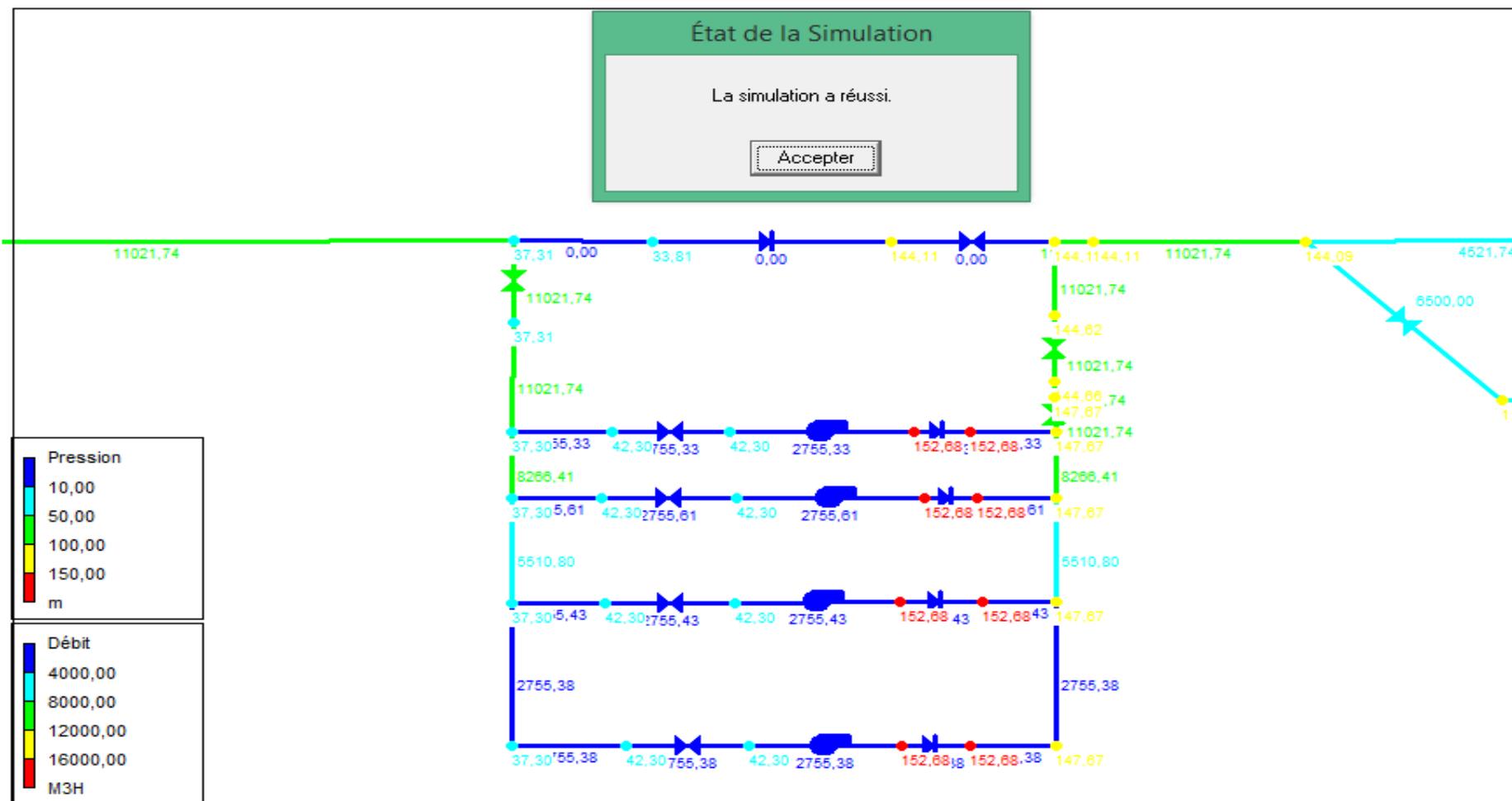


Figure VI.12 : Résultats de la simulation (SP de Hassi Ben Okba).

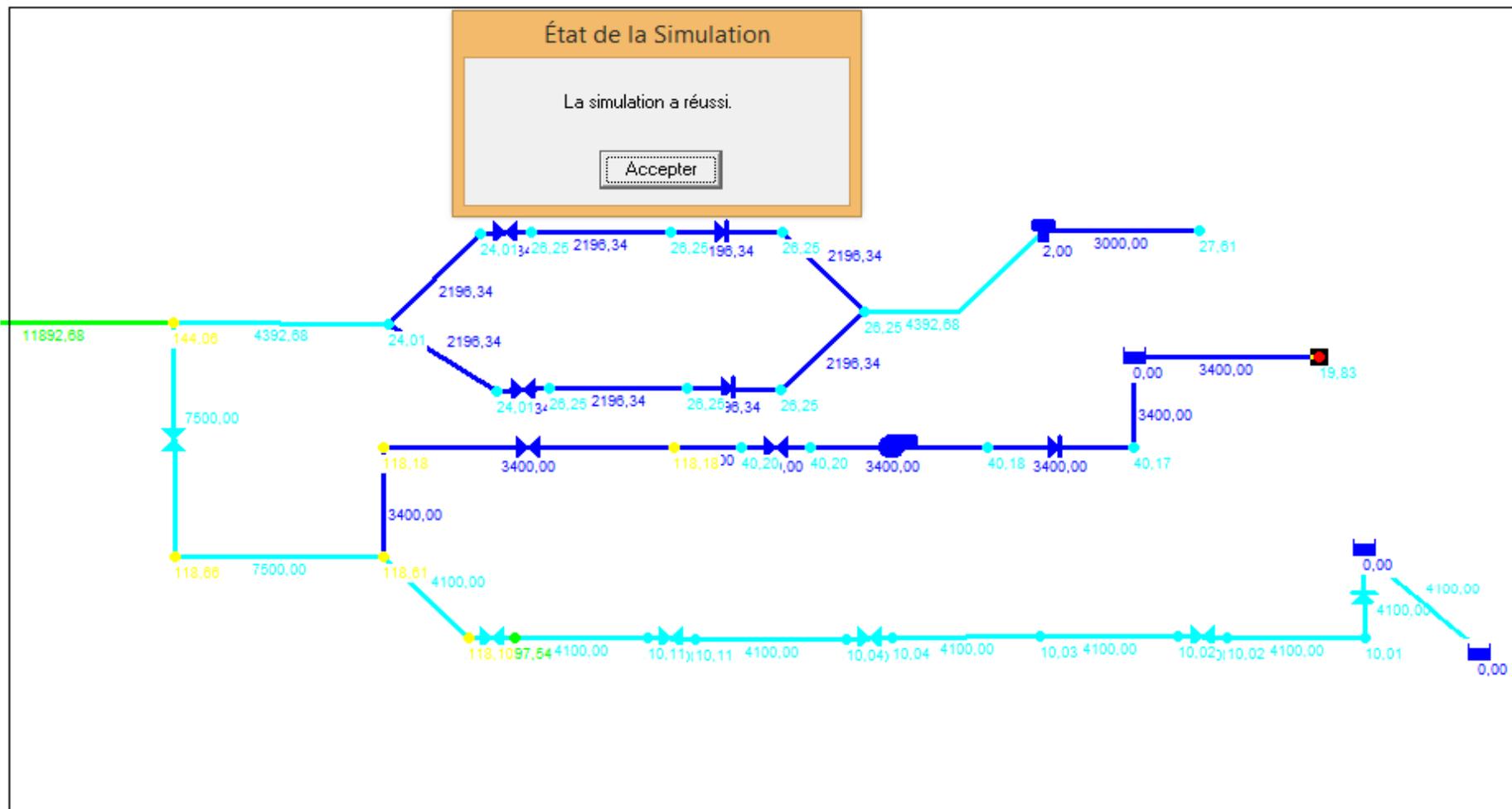


Figure VI.13 : Résultats de la simulation (vers Belgaid, Canastel et Bir el Djir).

VI.3.2.1. Récapitulation des résultats obtenus

A partir de l'étude réalisée et les résultats obtenus, les conclusions suivantes sont tirées :

- Dans l'hypothèse 1, d'alimentation depuis le réservoir tampon d'Araba par gravité, l'eau n'arrive pas au réservoir de Belgaid ni à celui de Canastel. Vu les différences de niveau, il est toujours nécessaire de pomper pour alimenter en eau ces deux réservoirs.
- Dans l'hypothèse 2, d'alimentation à Belgaid et aux autres réservoirs (à exception d'Ain El Bia) avec pompage à Hassi Ben Okba, l'eau pompée se répartit entre les réservoirs de Canastel et Bir El Djir, situés à une côte plus basse que Belgaid et aucun débit n'arrive à ce dernier réservoir.
- Dans l'hypothèse 3, d'alimentation à Belgaid et aux autres réservoirs en amont du pompage (à exception d'Ain El Bia) avec la station de pompage en fonctionnement, un débit de 11.844,98 m³/h avec une pression de 0,43 mce arrive à Belgaid. (Dérivation à Canastel et Bir el Djir fermée).
- Dans l'hypothèse 4, d'alimentation à Belgaid et aux autres réservoirs (à exception d'Ain El Bia) avec la station de pompage en fonctionnement et avec des limiteurs de débit dans les dérivations de Canastel et Bir el Djir, un débit 5 346.52 m³/h avec une pression de 2,8 mce arrive à Belgaid, et une moyenne de 6500 m³/h vers les réservoirs Canastel et Bir el Djir.

VI.4. Coût d'énergie de la station de pompage Hassi Ben Okba

Après avoir arrivé à la variante la plus adéquate qui assure l'alimentation de tous les réservoirs sans interruption, on essayera par la suite de minimiser les tarifs de ce nouveau mode d'exploitation en vue de la consommation d'énergie au niveau de la station de pompage Hassi ben Okba qui est très élevée.

Pour cela, on est appelé à améliorer la variante choisie (hypothèse 4) en édifiant à dégager des procédures d'exploitation possibles pour la réduction du taux d'énergie.

VI.4.1. Consommation de l'énergie dans la station de pompage Hassi Ben Okba

Comme il a été expliqué dans l'analyse du sous système Araba-Oran (hypothèse 4), la station de pompage de Hassi Ben Okba fonctionne en pleine capacité avec une courbe de modulation de vitesse ayant un multiplicateur de 0,45.

Une courbe de vitesse des prix d'énergie est rajoutée à chacune des pompes qui est représentée sur la figure suivante :

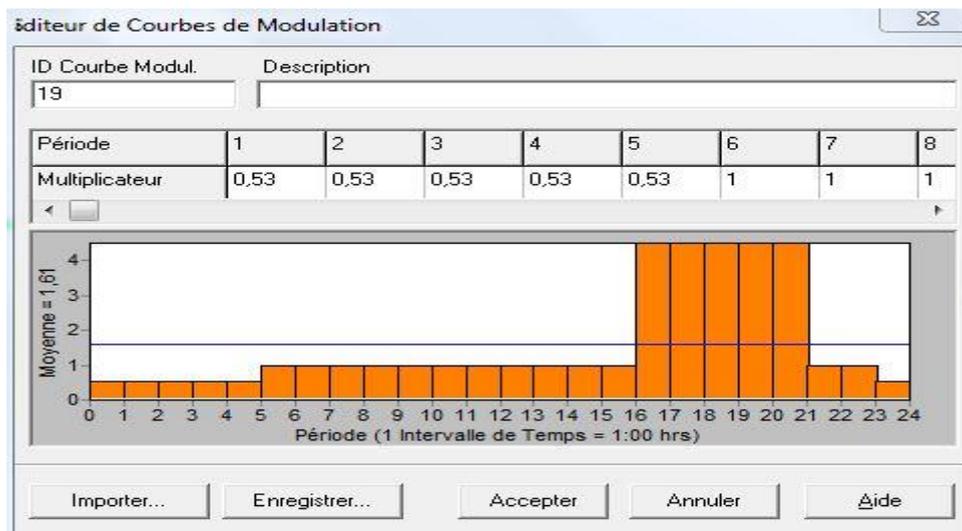


Figure IV.14 : Courbe de modulation de vitesse pour les prix d'énergie (SP).

Le mode d'exploitation amélioré consiste à la diminution de la demande, c'est-à-dire changer la courbe de modulation de vitesse des pompes selon les demandes aux heures de pointes de la journée avec l'arrêt d'une pompe (seulement trois pompes en fonctionnement).

La nouvelle courbe de modulation de vitesse des trois pompes de SP est la suivante :

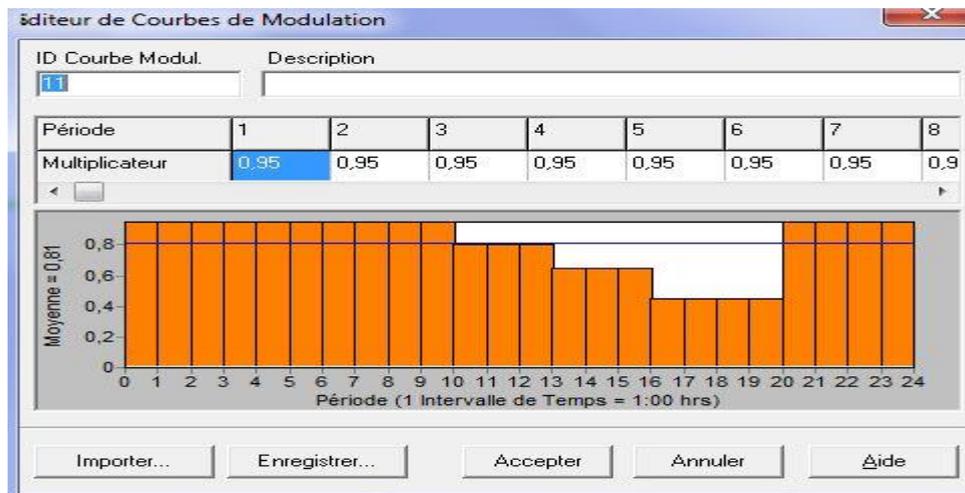


Figure IV.15 : Courbe de modulation de vitesse des pompes (SP).

A partir du logiciel EPANET, on a calculé les tarifs des coûts d'énergie de chacun de ces modes, le tableau suivant représente une comparaison entre les deux phases ordinaire et améliorée :

Tableau IV.12 : Tableau comparatif entre les deux modes

Nombre de pompes	Pourcentage d'utilisation	Rendement moyen %	Puissance moyenne (KW)	Coût DA/J	Coût DA/an
4	100	86	2874	240001.60	87600584
3	100	86	2448	215806.90	78769518.50
Gain				24194.7	8831065.50

Remarque :

Pour arriver à alimenter les réservoirs Belgaid, Canastel et Bir el Djir sans arrêt, il faut que la station de pompage fonctionne pendant les 24 heures de la journée à un rendement maximal.

Afin de minimiser la consommation de l'énergie dans ce stade, on a introduit des demandes en eau variables pendant toute la journée dont la mise en marche des trois pompes est effectuée au moment de pointe afin d'améliorer le mode d'exploitation utilisé.

La phase améliorée montre un tarif moins élevée par rapport à la première, avec un gain considérable.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pu établir plusieurs hypothèses pour l'exploitation du système MAO en effectuant le raccordement entre la SDEM Magtaa – réservoir Araba – réservoir Belgaid à partir de l'étude de la simulation du modèle MAO – MAGTAA, passant par tous les piquages existants dans le système telle que la nouvelle connexion prévue vers les réservoirs de Canastel et Bir el Djir, on est arrivé donc à faire une modélisation numérique réussite du système hydraulique MAO – MAGTAA.

Ce mode d'exploitation a été amélioré afin de réduire la consommation en terme de coût d'énergie.

Introduction

Lors de la conception d'un réseau, les risques éventuels du coup de bélier et de la corrosion doivent être étudiés et quantifiés, afin de mettre en œuvre les protections qui s'imposent, notamment dans le cas de canalisation.

VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier

VII.1.1. Définition [1]

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou en refoulement.

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

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

VII.1.2. Protection des conduites contre le coup de bélier

VII.1.2.1. Causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- Modification de la vitesse d'une pompe ;
- La coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

Le coup de bélier dans la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résulte une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VII.1.2.2. Les risques dus aux coups de bélier [6]

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

➤ **Cas de la surpression :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

➤ **Cas de la dépression :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable ; la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieure du tuyau.

➤ **Fatigue de la conduite :**

En régime transitoire les alternances des surpressions et des dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VII.1.3. Description des phénomènes physiques

Survient l'arrêt brusque ou instantané quatre phases peuvent être envisagées :

• **Phase 01:**

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par **a**. Si la distance entre la pompe et le réservoir est : **L**, le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

- **Phase 02 :**

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

- **Phase03 :**

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

- **Phase 04:**

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

VII.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

VII.1.4.1. Calcul de la célérité d'ondes

(H. GODART « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) ») Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de se baser sur temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{VII.1})$$

D : diamètre de la conduite en (m).

E : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation (K = 0.5) acier.

VII.1.4.2. Valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

➤ **Cas de la fermeture brusque :**

T : inférieur à $\frac{2L}{a}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VII.2})$$

Où:

- V_0 : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).
- g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

➤ **Cas de la fermeture lente :**

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $\frac{2L}{a}$ c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde, la valeur du coup de bélier est donnée par la formule de **MICHAUD** :

$$b = \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot T} \quad (\text{m}) \quad (\text{VII.3})$$

L : la longueur de la conduite (m).

Remarque :

La formule de MECHAUD n'est valable que pour une loi de fermeture correspondante à une variation linéaire du débit, loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour notre étude il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :

➤ **Cas de la surpression :**

$$H_{max} = H_g + \frac{aV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VII.4})$$

➤ **Cas de la dépression :**

$$H_{min} = H_g - \frac{aV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VII.5})$$

Tableau VII.1 : Calcul du coup de bélier

Adduction	D(mm)	L(m)	E(mm)	K	a(m/s)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	B(m)	H _{max} (m)	H _{min} (m)
RT-RG	900	2310	8	0.5	968.22	1.49	150	147.06	297.06	2.94

VII.1.4.3. Moyen de protection contre le coup de bélier

Vanne à fermeture lente :

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait d'avantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produit.

VII.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier [6]

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) 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.

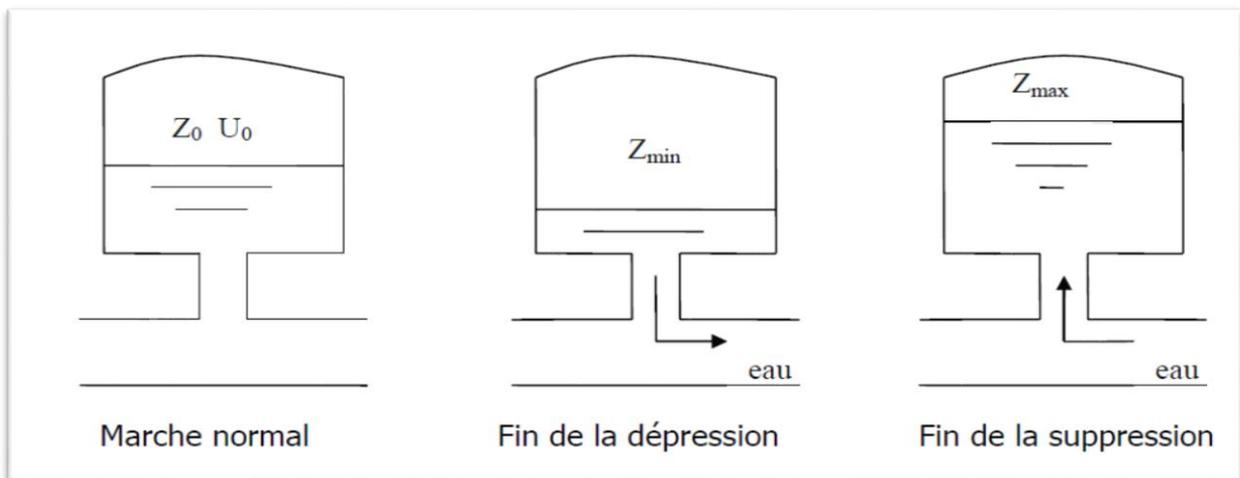


Figure VII.1 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du Réservoir.

b) Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c) Soupape de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libérée, le cas échéant le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau ainsi libérée.

d) Volant d'inertie :

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

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air puisque on a des surpressions et des dépressions.

VII.1.5.1 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 :

a) 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.

b) 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.

VI.1.5.2. Dimensionnement des réservoirs d'air

La célérité de l'onde élastique c est fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~ 1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue.

Elle est donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

- c : célérité en [m/s] ;
- k : coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal ;
- ρ : masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³ ;

- e_m : épaisseur de la conduite (m) ;
- a : rayon intérieur de la conduite (m) ;
- ν_m : coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,3$ (Acier) ;
- ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s = 0,33$;
- E_m : le module de Young du matériau de la conduite; $E_m = 2 \cdot 10^{11}$ Pascal ;
- E_s : module de Young du sol considéré $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pascal.

➤ **La charge tenant compte du coup de bélier:**

$$Z = H_g + \frac{C \cdot V_0}{g} \tag{VII.6}$$

- V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s) ;
- g : l'accélération de pesanteur.

➤ **La charge statique absolue:**

$$Z_0 = H_g + 10$$

➤ **La charge maximale absolue:**

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g}$$

D'où :

$$\left. \begin{aligned} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{min}}{Z_0} \quad (\text{voir Annexe VII})$$

Avec :

- U_0 : volume de l'air en m^3 ;
- V_0 : vitesse d'écoulement m/s ;
- L : longueur de la conduite en m ;
- S : section de la conduite ;

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{max} \cdot Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}} \tag{VII.7}$$

U_{max} : volume du réservoir d'air.

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VII.2 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

Tronçons	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP-A	Acier	1200	1.13	1.77	300	25.50
A-RB	Acier	900	0.64	1.49	13237	40
A-SR	Acier	900	0.64	1.65	5956.50	53
SR-RC	Acier	900	0.64	1.65	7756.50	97

Tableau VII.3 : Calcul de la célérité d'onde pour l'adduction de refoulement

Station de pompage	K (Pa) (x 10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa) (x 10 ⁸)	E_m (Pa) (x 10 ¹¹)	e_m (m)	c (m/s)
SP	2.07	1000	1.18	0,30	0,33	2	2	0.10	956.54
	2.07	1000	0.884	0.30	0,33	2	2	0.008	986.14
	2.07	1000	0.884	0,30	0,33	2	2	0.008	986.14
SR	2.07	1000	0.884	0,30	0,33	2	2	0.008	986.14

VII.1.5.3. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Tableau VII.4 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement (voir Annexe VII)

Station de pompage	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀ (x10 ⁻³)	U ₀ /L*S (x10 ⁻²)	Z _{min} /Z ₀	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V (L)
SP	26.50	199.09	1.77	0.16	6.00	9	0.675	1.69	1.97	2000
	50	199.78	1.49	0.13	2.60	8	0.77	0.67	0.87	1000
	63	228.86	1.65	0.14	2.22	5.5	0.735	0.84	1.14	1500
SR	107	272.86	1.65	0.14	1.31	4	0.765	1.48	1.93	2000

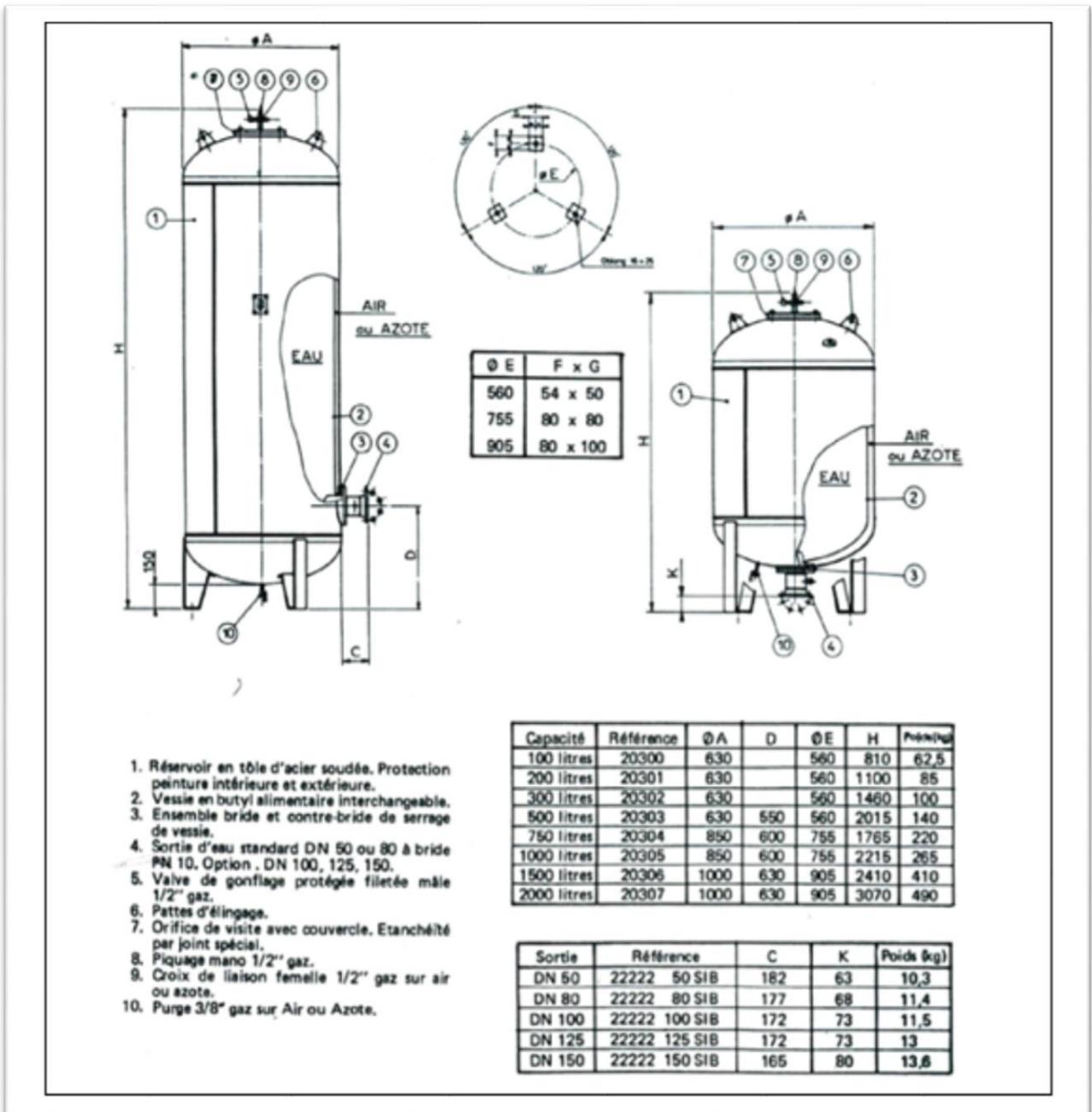


Figure VII.2 : Schéma d'un réservoir d'air.

VII.2. Protection des conduites contre la corrosion

VII.2.1. Généralités

La corrosion est l'action des éléments naturels dans leur tendance à défaire ce que l'homme a élaboré par son travail et à grand frais d'énergie, à partir des matériaux que lui offre la terre.

Elle engendre aussi bien pour les particuliers que pour les collectivités et les états des coûts de renouvellement très importants, des conséquences techniques fâcheuses et des risques pour l'homme lui-même.

Nos ouvrages sont en général enterrés, inaccessibles à l'examen, se laissant même oublier, dans un milieu particulièrement agressif du fait de son hétérogénéité et du grand nombre d'éléments ou d'une impureté qu'il contient.

Ce milieu trop varié ne se prête guère aux études scientifiques au laboratoire que sur le site. C'est la raison pour laquelle il faut se préoccuper des phénomènes de corrosion et développer des techniques pour se prémunir de ses effets.

Définitions :

La corrosion est définie par la destruction lente ou progressive des métaux qui se produit sous l'effet des réactions chimiques ou électrochimiques lorsqu'ils sont en contacts avec un milieu aqueux ou gazeux.

Les métaux élaborés industriellement à partir d'un minéral ont tendance à se transformer en composés chimiques nouveaux de plus en plus stables (en d'autres termes les métaux ne sont pas en équilibre thermodynamique avec le milieu ambiant).

La corrosion est donc caractérisée par un ensemble de réactions qui aboutissent à un équilibre thermodynamique aux dépend du métal.

Ce phénomène, très complexe, est lié au milieu d'attaque, à la nature du métal ainsi qu'aux conditions d'emplois et au temps et touche plus particulièrement les conduites en acier.

VII.2.2. Les facteurs influençant la corrosion

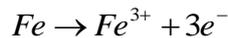
Les principaux facteurs qui conditionnent l'importance et la nature de la corrosion des conduites sont :

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO₂ et H₂S. Pratiquement, si son PH de est inférieur à 10, l'eau a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion on a intérêt à augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion. Par exemple pour une variation de 30°C le taux de corrosion est multiplié de deux jusqu'à trois.

- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiels différents seront constamment attaquées si une protection n'est pas envisagée [9].

VII.2.3. Mécanisme de la corrosion

La corrosion d'un métal se produit par oxydation c'est-à-dire par perte d'électrons. Le métal devient alors ion positif entre en solution et se combine avec un autre ion négatif rencontré dans cette solution. Par exemple la réaction d'oxydation du fer peut être écrite de la manière suivante :



Et peut se poursuivre sous la forme :



VII.2.4. Classification de la corrosion

La corrosion peut être classée selon deux aspects :

VII.2.4.1. Aspects morphologique de la corrosion

D'une manière générale l'examen à l'œil nu, à la loupe ou au microscope, permet d'identifier quatre types de corrosion qui peuvent coexister simultanément dans une installation.

a) Corrosion uniforme:

Dans ce cas, la corrosion se développe uniformément sur la surface du métal (la vitesse de dégradation est identique en tout point), les caractéristiques des conduites ne s'altèrent qu'à long terme.

b) Corrosion par piqûre:

La corrosion attaque certaines parties localisées du métal, elle peut se propager rapidement ; des perforations graves du métal peuvent apparaître, elle est due aux dépôts qui provoquent une aération différentielle d'où l'apparition des piqûres.

c) Corrosion inter-granulaire:

C'est l'attaque corrosive des joints entre les grains du métal, ce qui provoque une décohésion du métal et une modification dangereuse de ses propriétés mécaniques.

d) Corrosion trans-granulaire:

C'est la corrosion la plus dangereuse sur les conduites enterrées, du fait qu'elle caractérise la corrosion sans contraintes. Elle se développe suivant les fines fissures où le métal se dissout. Elle peut se développer très rapidement provoquant des fissures profondes et éclatement des conduites.

VII.2.4.2. Modes de formation de la corrosion

La corrosion se subdivisent selon son mode de formation en se qui suit :

a) Corrosion électrochimique :

C'est la destruction du métal par des réactions chimiques et électrochimiques lorsqu'il est en contact avec un milieu gazeux ou liquide.

L'aspect électrochimique de la corrosion se manifeste par la formation de diverses piles en phénomènes primaires:

- **Corrosion par formation de pile :**

L'attaque d'une conduite métallique posée dans le sol peut se comparer à ce qui se passe lorsque l'on plonge dans un bac d'électrolyte deux métaux différents.

Dans le cas d'une conduite, cette dernière jouera le rôle d'anode et se trouve attaquée. C'est ainsi que les métaux peuvent se classer suivant leur potentiel normal par rapport à une électrode de référence (l'électrode à hydrogène, par exemple).

Une différence de potentiel se manifeste lorsque les deux électrodes sont constituées par un même métal.

Les corrosions qui existent sont :

- **Corrosion externe :**

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

- **Corrosion interne :**

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations. La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut également être la cause de perforation.

En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives.

Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

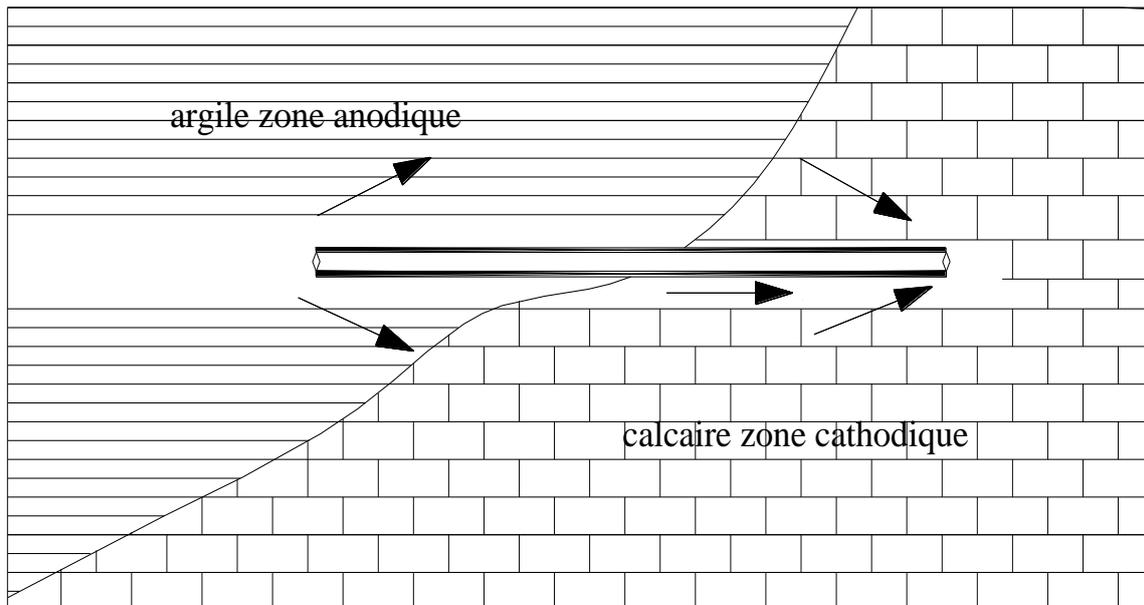


Figure VII.3 : Corrosion par formation de pile.

Pile de concentration :

Elle s'obtient quand on plonge deux électrodes de même métal dans un électrolyte à concentrations différentes.

En termes d'illustration nous citons l'exemple suivant :

Les terres argileuses humides et peu aérées sont anodiques par contre les terres calcaires sableuses sèches et bien aérées sont cathodiques ceci représente un électrolyte à des concentrations différentes.

Les phénomènes secondaires se manifestent par des :

- Equilibres électrochimiques;
- Oxydoréduction.

Notre étude sera basée sur la corrosion électrochimique car elle est la plus couramment rencontrée.

b) Corrosion biochimique :

Dans certaines conditions climatiques, la corrosion des structures métalliques enterrées peut être accélérée par l'activité de certaines bactéries de la manière suivante :

- Formation de dépôts d'algues, bactéries, levures et moisissures, qui provoquent une aération différentielle qui peut causer des corrosions par piqûres.
- Libération d'agents chimiques agressifs : en absence d'oxygène les bactéries libèrent des acides organiques tels que les lactiques, citriques, ces dernières provoqueront un abaissement local du PH ainsi qu'une attaque du métal.

- L'activation anodique par oxydation des ions métalliques : certains micro-organismes métabolisent le fer ferreux, ce qui favorise la dissolution du métal en contact avec le milieu aqueux, entre autre certaines bactéries transforme le fer ferreux en hydroxyde ferrique hydraté :

- **La corrosion cathodique :**

Ce type de corrosion est fréquent dans les canalisations enterrées, en terrain argileux anaérobies. L'ensemble des réactions, pour le fer est donné par l'équation suivante :



VII.2.5. Protection contre la corrosion

Les phénomènes conduisant à la corrosion des métaux sont d'origines électrochimiques. Pour les éviter, il est nécessaire de minimiser les réactions d'oxydation [2].

Il existe plusieurs procédés pour empêcher ou du moins ralentir la corrosion :

VII.2.5.1. Les revêtements

Pour que les réactions anodiques et cathodiques ne se produisent pas, le métal doit être isolé du milieu corrodant à l'aide des revêtements. Ces derniers peuvent être, soit d'un autre métal ou alliage moins sensibles à la corrosion, soit de matières plastiques ou des peintures, soit des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique), soit en fin des couches passives obtenues en maintenant le métal à un certain potentiel.

a) Revêtements à protection passive:

Ce revêtement à pour effet de soustraire le support à l'action du milieu environnant, il s'agit d'une barrière d'épaisseur variable neutre vis-à-vis du milieu extérieur et du support selon ses qualités propres (nature, épaisseur, étanchéité).

b) Revêtements à protection actives:

Dans ce cas le mécanisme de protection place le support dans un domaine de non corrodabilité, soit par le revêtement lui même (revêtement galvanique, cimentation) soit par un système de protection complémentaire (protection cathodique).

VII.2.5.2. Traitement du milieu

On traite le milieu corrodant (l'eau en particulier) pour diminuer ces caractères de corrosivités, ces traitements peuvent parfois conduire à substituer à un type de corrosion grave, un autre moins grave (corrosion par piqûre devenant corrosion uniforme) pour le ralentissement de la corrosion.

Le traitement du milieu corrodant peut être aussi destiné à provoquer l'apparition des dépôts protecteurs adhérents et continus, ce qui ramène ainsi au cas précédant (dépôt calco-ferrique obtenu à partir des eaux naturelles).

VII.2.5.3. Protection cathodique

a) Principe:

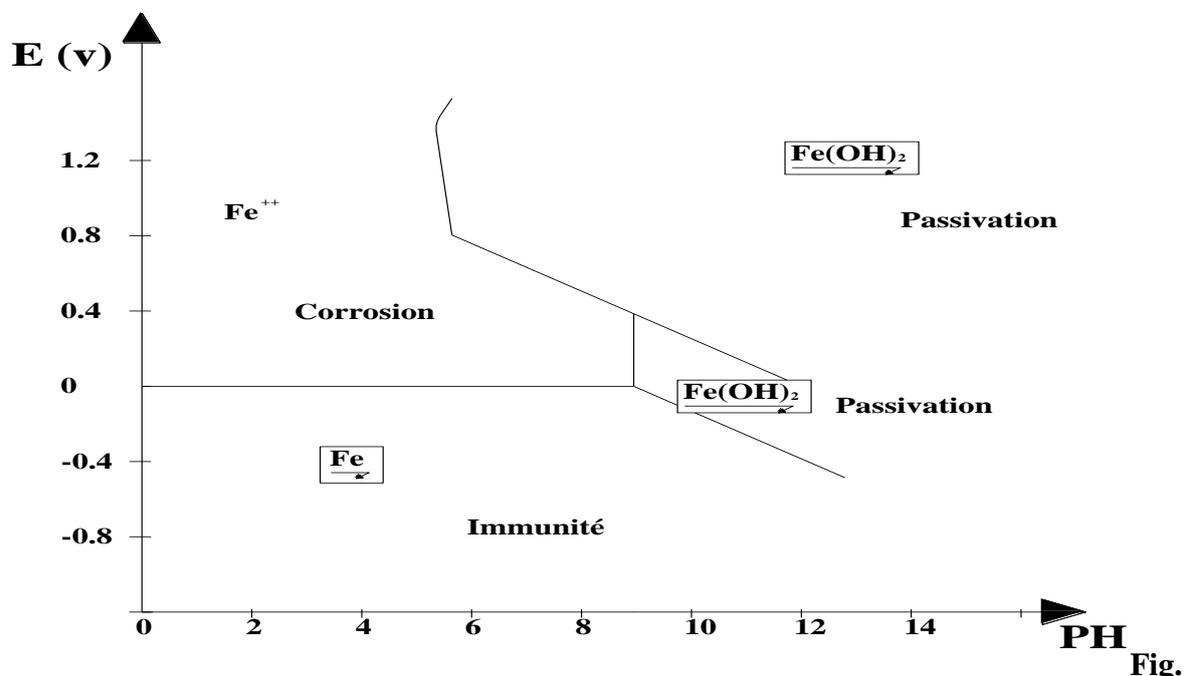
La protection cathodique consiste à l'abaissement du potentiel de la structure protégée (conduite en acier) à un niveau suffisamment bas pour que la corrosion soit éliminée sous l'effet d'un courant cathodique. Cette méthode peut se faire de deux façons :

- Soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique et d'autre part à une anode enfouie dans le sol.
- Soit à constituer avec un métal plus électro négatif que le fer une pile où le fer jouera le rôle de cathode [7].

b) Critère de protection cathodique :

Si le principe est simple, l'application est plus difficile. C'est pourquoi les praticiens ont adopté plusieurs critères de protection cathodique souvent basés sur l'expérience. Le critère le plus utilisé est le critère de potentiel car c'est le plus aisé à appréhender.

Les études faites par M.POURBAIX ont permis de déterminer le seuil théorique d'immunité d'un métal plongé dans une solution en équilibre avec ces ions. Ce seuil est déterminé à l'aide des diagrammes construits par ce dernier. Ces diagrammes (de Pourbaix) sont des diagrammes théoriques dont la construction est basée sur les équilibres chimiques et électrochimiques. La figure VII.3 donne le diagramme de Pourbaix du fer.



VII.4: Diagramme de POURBAIX pour le fer [8].

Selon le diagramme de Pourbaix du fer, le fer peut se trouver dans trois états thermodynamiques suivant son potentiel et le pH de la solution dans la quelle il est immergé :

- **Passivation thermodynamique :**

S'il se trouve dans le domaine de stabilité des hydroxydes ferreux ou ferriques (Fe_2O_3) ; dans cet état, le métal et le milieu ne sont pas dans un état de stabilité thermodynamique, mais le métal se recouvre naturellement d'un film protecteur qui l'isole du milieu extérieur. Ce film (couche passive) doit être thermodynamiquement stable vis-à-vis du milieu extérieur et ne pas présenter de faiblesses localement. Dans le cas contraire, le métal se corrode localement.

- **Activité ou corrosion :**

Dans les domaines de stabilité des ions ferreux et ferriques (Fe^{+3} , Fe^{+2} et HFe vers les pH extrêmes). Dans cet état, le métal n'est pas stable thermodynamiquement, et n'est pas recouvert d'un film protecteur : il réagit avec son environnement et se corrode.

- **Immunité :**

Dans le domaine du diagramme correspondant à la stabilité du fer (Fe). Dans cet état d'immunité, le métal et le milieu ambiant sont dans un état de stabilité thermodynamique : ils se peuvent réagir et par conséquent, la corrosion n'est possible.

Le national bureau of standard (NBS) aux Etats-Unis a fait de nombreux essais au laboratoire que dans des sols naturels très divers et admis pour l'acier dans le sol, la valeur du seuil d'immunité et de -0.850 volts par rapport à (Cu/CuSO_4).

c) **Techniques de protection cathodique :**

Il existe deux techniques de protection cathodique contre la corrosion :

- **Protection cathodique par anode réactive (sacrificielle):**

Ce type de protection consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro négatif que le fer, le zinc ou le magnésium par exemple, de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode. [10]

La figure (VII.5) montre la disposition d'une anode réactive pour la protection d'une conduite.

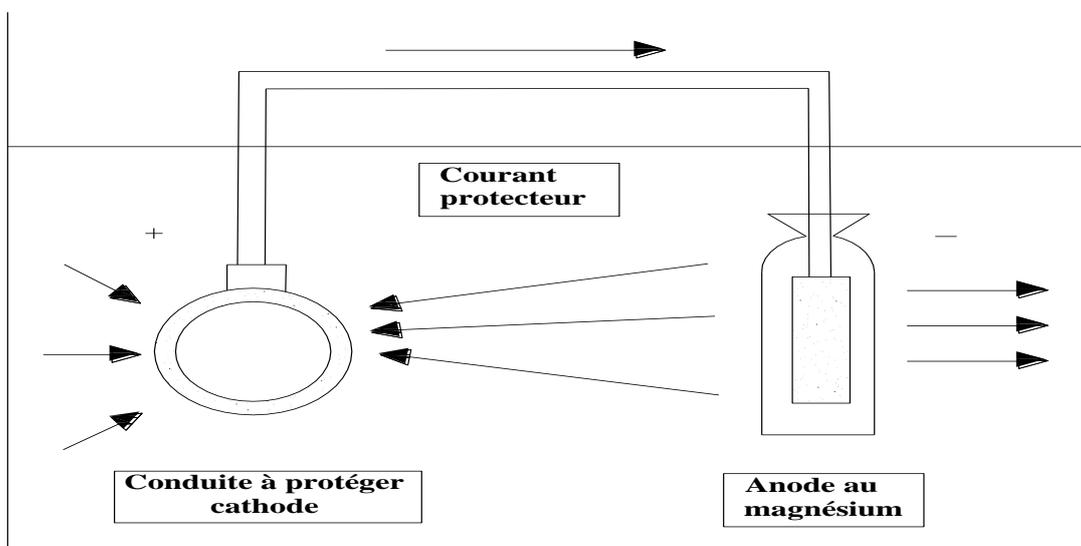


Figure VII.5: Protection cathodique à l'aide d'anode au magnésium [10].

- **Protection cathodique par soutirage de courant (par courant imposé):**

La deuxième méthode consiste à relier notre conduite à la borne négative d'une source électrique de courant continu et la borne positive à une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide situés à une distance assez grande de la conduite.

Le courant en quittant la prise de terre regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des vieux rails.

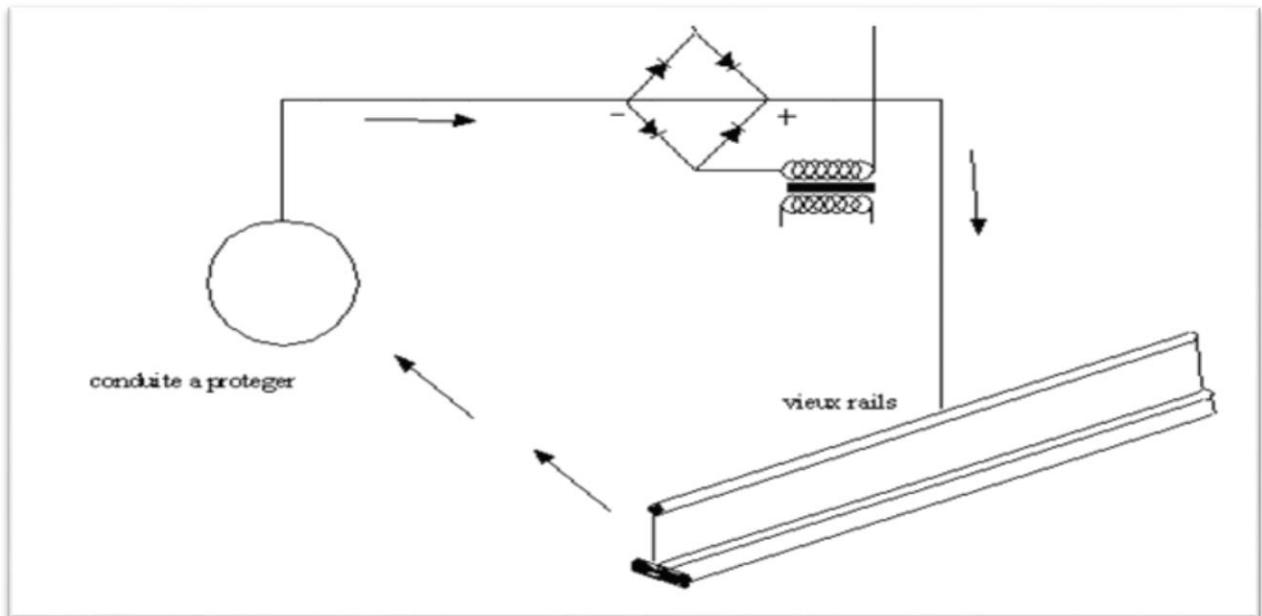


Figure VII.6 : Soutirage de courant.

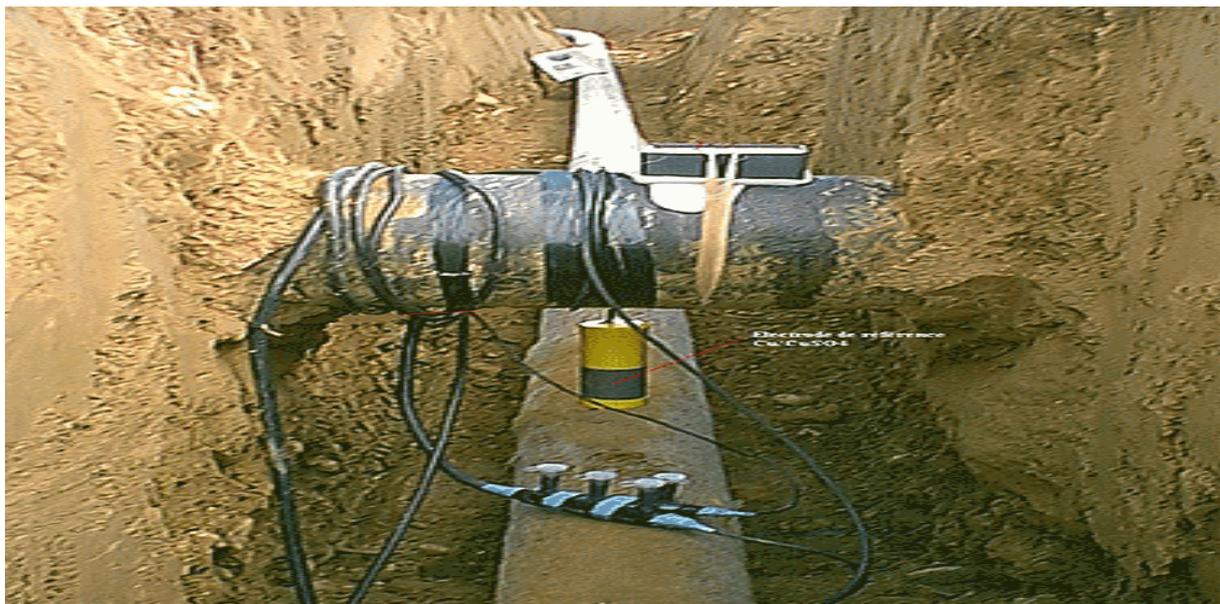


Figure VII.7 : Dispositif de la protection.

VII.3. Etude de la réversibilité de la conduite MAO

Cette partie a pour but l'évaluation et possible réversibilité de la conduite MAO, comme conséquence de la nouvelle situation de transfert de débits qui veut être implémentée, suite à la connexion au système antérieurement référé de la SDEM MAGTAA.

Le présent document se centre sur la conduite en elle-même, ainsi que sur les équipements installés.

VII.3.1. Description de l'infrastructure

- *CONDUITE DE TRANSPORT D'EAU POTABLE MAO*

Comprend environ 91 km d'une conduite de transport d'eau potable de grand diamètre, de 2 mètres de diamètre environ, installée dans un tranché avec remblai granulaire protégé avec du géotextile, et un recouvrement d'au moins un mètre sur la tranche.

Le transfert, avec environ 91 km de longueur, est réalisé avec des tuyaux en béton précontraint à âme en tôle (BPAT), DN 1800, 2000 et 2200 mm avec des pressions comprises entre 4 et 25 bars. Pour la traversée de la zone marécageuse d'El Magtaa l'adduction est composée de deux conduites parallèles en fonte ductile (FD), 2 x DN 1400 mm avec des joints verrouillés, pour la pression maximale de 26 bars.

Il semble que les joints sont automatiques, avec un anneau en élastomère, revêtus à l'intérieur et à l'extérieur. En plus, ils disposent d'une protection cathodique le long de la conduite.

Dans le but de faciliter l'exploitation de la conduite, spécialement en cas de rupture, ont été installées dans vannes de sectionnement approximativement tous les 10 km, tout en les faisant coïncider avec les dix dérives prévues. Ces dérives aux différents points de connexion qui existent le long de la conduite sont composés de deux vannes papillon en série avec un by-pass, avec une des vannes de type multi-jet pour celles de grand diamètre qui ont besoin de réguler le débit, plus un débitmètre ultrasons dans une chambre indépendante éloignée d'au moins 20 mètres. Toutes les vannes de l'adduction et les dérives disposent d'un joint de démontage, qui pourra être manipulé localement depuis la chambre.

Réversibilité de la conduite MAO

Contrairement à ce qui était prévu initialement, une fois que la connexion de la SDEM MAGTAA sera réalisée, le tronçon compris entre celle-ci et le réservoir de Mostaganem fonctionnera avec le sens du flux inversé, comme cela était prévu dans le projet d'exécution primitif de la conduite MAO.

C'est pour cela que nous estimons qu'il est important de réaliser un sentence de valeur par rapport au fonctionnement de cette partie de la conduite MAO, en déterminant son idéalité ou les possibles contre-indications, dans le but de garantir, dans la mesure du possible, le transport du débit entre la SDEM MAGTAA et le réservoir de Mostaganem, en assurant l'alimentation en eau potable de l'agglomération.

Le tronçon d'adduction MAO, objet de cette étude, se trouve entre les points kilométriques :

- P.k. 22+300, point d'entrée au réservoir de Mostaganem
- P.k. 53+850, point de raccordement à la SDEM MAGTAA

Sur ce tronçon, nous trouvons deux typologies de conduite avec trois diamètres différents:

- Conduite en béton armé précontraint avec chemise en acier, DN 2000 mm
- Conduite en béton armé précontraint avec chemise en acier, DN 1800 mm
- Conduite en fonte ductile, DN 1400 mm

Chacun des tronçons considérés et qui ont été commentés antérieurement, dispose des équipements nécessaires pour l'exploitation de la conduite.

- Vannes de sectionnement ;
- Ventouses ;
- Vidanges.

VII.3.2. Equipements existants le long de la conduite MAO

Dans ce paragraphe, nous allons étudier l'idéalité des équipements installés le long de la conduite MAO face au changement du sens du flux.

Ventouses, vidanges et éléments auxiliaires de montage :

Comme nous avons pu le voir dans la description précédente, la conduite MAO a une quantité importante de petits équipements qui lui permettent le bon fonctionnement. Nous parlons des ventouses, vannes et vidanges.

➤ Ventouses :

Les ventouses sont localisées selon les critères suivants :

- Points hauts d'une conduite ;
- Certains changements de section ou angle ;
- Près de certaines vannes ;
- Tronçons horizontaux séparés de plus de 600 m ;
- Tronçons de descente ;
- Tronçons de montée avec une très faible ou très importante pente.

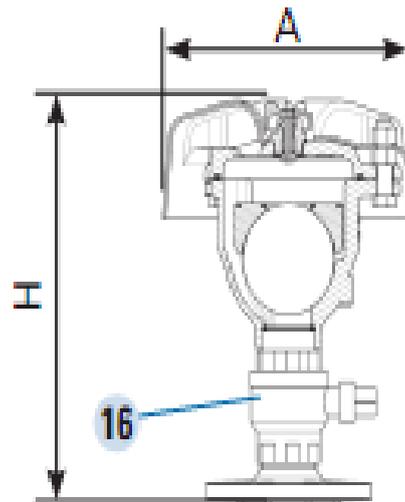
La conduite MAO a plusieurs ventouses, trois fonctions qui non seulement permettent l'admission et l'expulsion de l'air mais qui permettent aussi de purger la conduite en fonctionnement.

Les ventouses disposées le long de la conduite, et plus concrètement le long du tronçon de l'étude, ont une pression nominale variable, entre 10 et 25 bars en fonction de la localisation sur la conduite.

Sur la figure suivante, nous observons une section ainsi que l'image d'un élément installé.



Ventouse installée



Section de la ventouse

Figure VII.8 : Conduite MAO. Ventouse type disposée le long de la conduite.

En ce qui concerne le comportement de ce type d'éléments, il n'y aura aucun problème en causé par le changement de flux prévu, comme conséquence de l'alimentation en eau de quelques agglomérations de Mostaganem à partir de la SDEM MAGTAA.

Effectivement, les bulles d'air circuleront à l'intérieur de la conduite à la recherche d'un point haut, le plus proche possible. Donc s'il y a une ventouse en un point haut, quelque soit le sens du flux, l'air sortira par la ventouse.

Les vannes d'adduction, comme éléments qui permettent une grande entrée d'air à la conduite se trouvent à différents points dans le but de garantir que l'intérieur de la conduite MAO n'atteigne pas un niveau de dépression qui pourrait être fatal.

En ce qui concerne le fonctionnement des éléments installés le long de la conduite MAO, une fois que le sens sera inversé, il n'y aura pas de fonctionnement anormal.

➤ Vidanges :

En ce qui concerne le fonctionnement des vidanges installées le long de la conduite MAO, une fois le sens inversé, il n'y aura pas de fonctionnement anormal. Les conditions de fonctionnement ne seront pas altérées par rapport aux actuelles étant donné que pour utiliser ces éléments, il faut qu'il n'y ait pas de débit en circulation.

Au pire des cas s'il n'y a pas de circulation de débit, la cote piézométrique associée serait celle de la station de traitement de Sidi Hadjel, exactement la même valeur que celle employée dans les calculs primitifs de la conduite MAO.

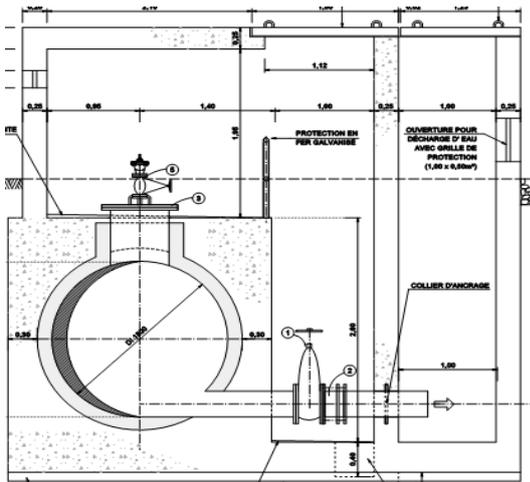


Figure VII.9 : Conduite MAO. Vidange type disposée le long de la conduite.

➤ **Éléments auxiliaires de montage, joint de démontage :**

En ce qui concerne les éléments auxiliaires de montage, nous nous référons aux joints de démontage.

Cette typologie d'éléments a comme mission principale de faciliter le montage et le démontage des vannes et des pompes ainsi que d'unir les conduites qui ont certains mouvements axiaux et angulaires.

Sur la figure suivante, nous pouvons apprécier une section type des joints de démontage disposés sur la conduite MAO.

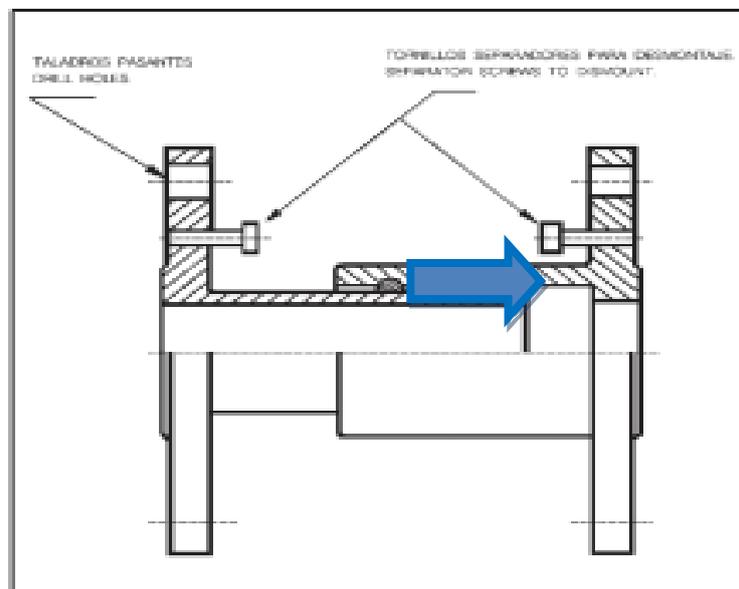


Figure VII.10 : Section type joint de démontage.

En principe, nous pouvons considérer que le flux dans ces éléments est bidirectionnel vu que ces éléments garantissent l'étanchéité indépendamment du sens du flux.

En revanche, les fabricants recommandent que l'installation soit en fonction du sens du flux comme cela est indiqué dans la figure VII.10, Ce principe obéit à deux aspects:

1. Éviter les accumulations de particules entre les viroles de l'élément;
2. La direction du flux inverse à celle recommandée augmente les pertes de charge dans le transport de l'eau, ce qui devrait être pris en compte en fonction du nombre d'éléments installés sur la conduite.

Ainsi, nous pouvons conclure que les joints de démontage ne supposeront pas un problème à l'heure de changer le flux dans le tronçon compris entre la SDEM Magtaa et le réservoir de Mostaganem.

En revanche, il est nécessaire de mettre en place une série de garde-fous :

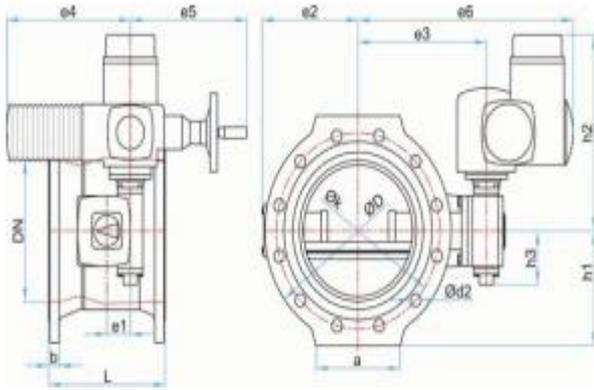
1. La première est de prendre en compte la nouvelle perte de charge que peut supposer l'élément comme conséquence du changement du sens du flux.
2. Considérer, dans le programme de maintenance et exploitation de l'infrastructure, le changement de flux de sorte à ce que la révision des viroles puisse être réalisée et que celles-ci puissent être nettoyées périodiquement.

De plus, à moyen terme, avec suffisamment d'avance, il pourrait être planifié le changement des joints de démontage afin de les placer selon les recommandations du fabricant. Cette opération pourrait être réalisée en même temps que d'autres travaux qui nécessitent un arrêt programmé de la conduite, comme conséquence de la maintenance ou de quelque autre type d'action.

➤ **Vanne de sectionnement, chambres CR :**

Conformément à la typologie des éléments installés le long de la conduite MAO, il s'agit des vannes papillon, avec double excentricité et fermeture au moyen d'un contrepoids.

La principale caractéristique des vannes papillon disposées comme sectionnement de la conduite MAO est leur conception avec double excentricité. En effet, l'axe giratoire se trouve déplacé par rapport au plan central de la lentille et en même temps déplacé par rapport au plan central du corps de la vanne, et ainsi, nous obtenons la double excentricité.



Section type du fabricant

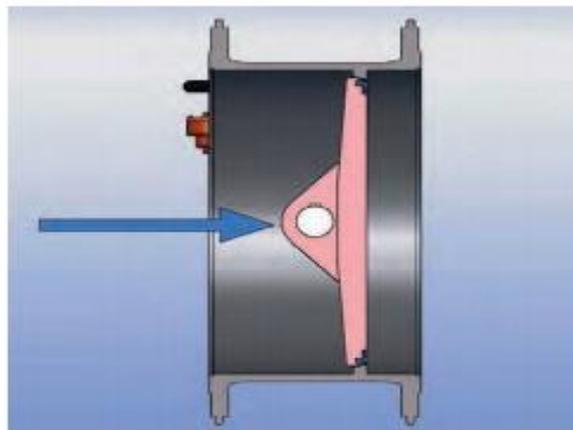


Vanne installée dans la conduite MAO

Figure VII.11 : Vanne type installée dans la conduite MAO.

Un point sur lequel il faut attirer l'attention est que, du à ce que l'axe giratoire est déplacé par rapport au plan central du corps, le flux a tendance à fermer la vanne, étant cette circonstance un grand avantage lorsque ce type de vanne travaille comme vanne de sécurité en situations d'urgence.

C'est pour cela que les fabricants recommandent que le flux se dirige toujours dans le sens contraire à celui de la face de l'axe de la lentille de fermeture (voir figure ci-après).

**Figure VII.12 :** Recommandation de l'installation.

Même si ce n'est pas contraindiqué expressément, une fois le flux inversé comme conséquence de la mise en marche de l'alimentation du réservoir de Mostaganem depuis la SDEM MAGTAA, tous les sectionnements installés dans cette partie seront placés de manière contraire aux recommandations du fabricant.

Même si cela ne supposera aucune anomalie à court ou moyen terme, il faudra prendre en compte ceci à l'heure de réaliser la maintenance et le contrôle de ces équipements.

VII.3.2. Récapitulation de l'étude de la réversibilité de la conduite MAO

Vu l'étude réalisée dans cette partie, qui part de l'infrastructure d'alimentation de la population de Mostaganem-Arzew-Oran, qui fonctionnera en mode inversé à celui de sa conception initiale, d'après le lot 3.1, nous avons ce qui suit :

- Il est prévu de garantir l'alimentation en eau de quelques agglomérations de Mostaganem depuis la SDEM MAGTAA. Pour ce faire, il est décidé de faire fonctionner en mode inverse la conduite MAO entre les pk 22+300 et 53+850.
- Le changement de flux prévu à réaliser dans la conduite en béton précontraint avec chemise en acier, comme conséquence de la nouvelle alimentation pour Mostaganem, n'affectera pas les unions de la conduite, même avec les éléments préfabriqués qui servent pour héberger les ventouses, vidanges ainsi que les ouvrages civils.
- Le changement de flux prévu à réaliser dans la conduite en fonte ductile, comme conséquence de la nouvelle alimentation pour Mostaganem, n'affectera pas les unions de la conduite.
- Le changement de flux prévu à réaliser sur le tronçon compris entre la SDEM MAGTAA et le réservoir de Mostaganem, n'affectera pas les ventouses, vannes et vidanges distribuées le long de la conduite.
- Le changement de flux prévu à réaliser dans le tronçon compris entre la SDEM Magtaa et le réservoir de Mostaganem, n'affectera pas les joints de démontage disposés le long de la conduite. En revanche, il faut indiquer que la disposition actuelle n'est pas recommandée par les fabricants, vu que le changement de flux prévu dans le tronçon référé supposera la problématique suivante :
 - Accumulation des résidus et saleté dans les viroles des joints de démontage ;
 - Augmentation de la perte de charge dans l'impulsion.
- Les vannes de sectionnement, une fois le flux inversé, seront montées dans le sens contraire aux recommandations réalisées par le fabricant. Aucun argument de poids ne recommande le changement de ces éléments. Mais il faudra prendre en compte ceci à l'heure de réaliser les inspections correspondantes et les travaux de maintenance.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu les moyens de protection contre le régime transitoire. Pour ce régime on prévoit l'installation des réservoirs d'air, juste à la sortie des stations de pompage dans les conduites de refoulement ; donc on a utilisé quatre réservoirs d'air pour lutter contre le coup de bélier.

En ce qui concerne la protection des conduites contre la corrosion, la meilleure façon est la protection cathodique qui est un moyen efficace de lutte contre ce phénomène et des pertes qui s'en suivent, l'efficacité de cette méthode est en fonction du respect des critères de protection et de contrôle des équipements.

Nous notons aussi que comme conséquence de la nouvelle situation de transfert de débits suite à la connexion de la SDEM MAGTAA il est recommandé un changement de flux, dans tous les cas la réversibilité de la conduite MAO est possible.

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

VIII.1. Pose des canalisations

VIII.1.1. Le Principe de pose des canalisations

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie de notre terrain et les différents types rencontrés :

- ✓ Pose en terre ;
- ✓ Pose en mauvais terrains ;
- ✓ Pose en galerie ;
- ✓ Pose en pentes ;
- ✓ Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- ✓ Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- ✓ Passage de ponts ;
- ✓ Traversée de rivière.

- **Pose en terre :**

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

- **Pose en mauvais terrains :**

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite ou désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

- **Pose en galerie :**

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement.

Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

- **Pose en pente :**

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre les canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VIII.1.2. Les actions reçues par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- ✓ La pression verticale due au remblai.
- ✓ La pression résultante des charges roulantes.
- ✓ La pression résultante des charges permanentes de surface.
- ✓ La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- ✓ Le tassement différentiel du terrain.
- ✓ Action des racines des arbres.

VIII.1.3. Le remblayage des tranchées

Comporte en général 2 phases principales :

- Remblai d'enrobage.
- Remblai supérieur.

VIII.2. Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

VIII.2.1. Vannes de sectionnement

Elles permettent de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

- **Les vannes d'isolement :**

Permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

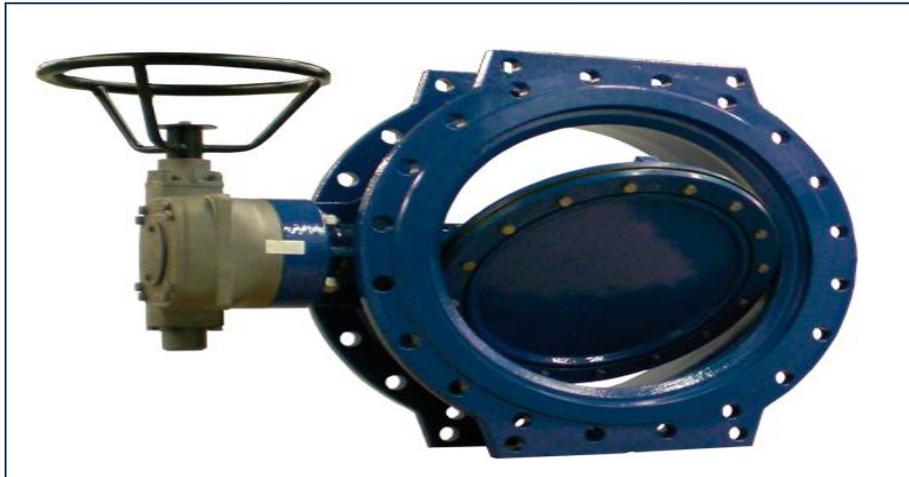


Figure VIII.1 : Robinet vanne papillon.

- **Les vannes à clapets de non-retour :**

Le clapet anti-retour est conçu pour équiper les réseaux hydrauliques de distribution et les stations de pompage. Il se caractérise par un battant articulé reposant sur un siège incliné et un passage intégral en grande ouverture. La conception de l'obturateur garantit l'étanchéité à contre-pression empêchant le retour de tout fluide et un fonctionnement silencieux.



Figure VIII.2 : Clapet anti retour.

- **Les vannes de réduction de pression :**

Permettent de réduire et stabiliser la pression du réseau à une valeur de consigne quelles que soient les variations de pression amont et de débit appelées dans la canalisation.

La pression aval agit directement dans la chambre de commande sous la partie haute du clapet par un orifice particulier. La pression aval est équilibrée à tout moment par l'action du ressort, ce qui provoque les déplacements du clapet lorsque le débit ou la pression du réseau varient.

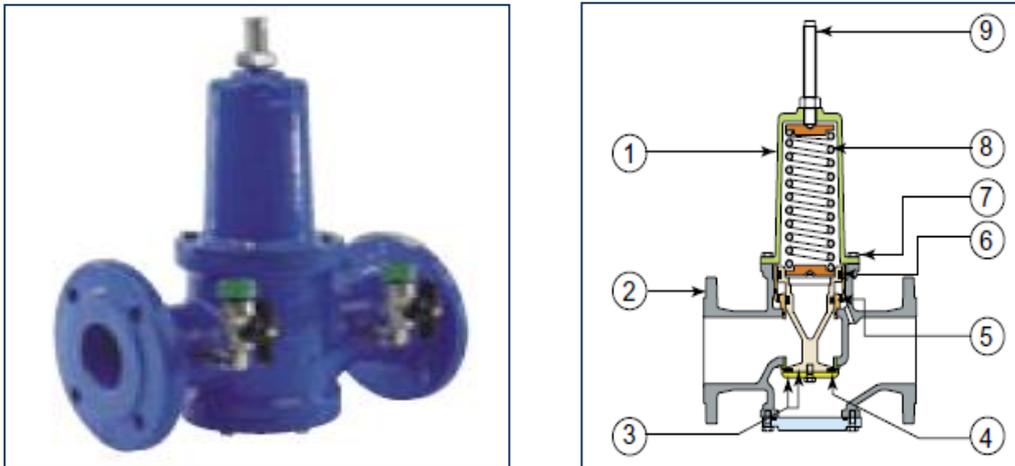


Figure VIII.3 : Réducteur de pression.

- 1- Chapeau
- 2- Corps
- 3- Clapet
- 4- Joint de clapet
- 5- Bague guide clapet
- 6- Joint de clapet
- 7- Vis de chapeau
- 8- Ressort
- 9- Vis de réglage

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit d'installer:

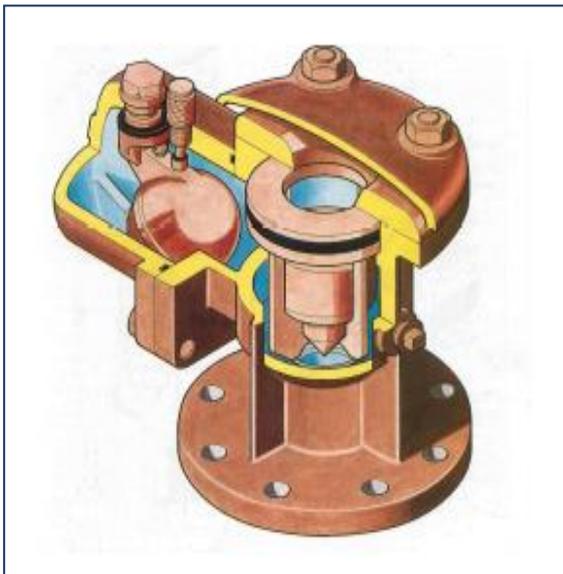
- ✓ Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400 m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- ✓ Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VIII.2.2. Ventouses

Appareils mis en place pour les points hauts des canalisations qui sont nécessaires pour permettre l'évacuation de l'air emprisonné dans les conduites, ainsi que pour éviter la dépression des conduites lors des incidents avec coupure réseau.

Il existe deux types de ventouses :

- Ventouse simple.
- Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse simple



Ventouse à double orifice

Figure VIII.4 : Les différents types de ventouses.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit d'installer des ventouses à double fonctions.

VIII.2.3. Conduite by-pass

La conduite by-pass est utilisée pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Remarque :

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de la chambre des vannes pour remplir le troisième rôle.

VIII.2.4. Poteaux ou bouches d'incendie

La bouche d'incendie est composée d'un orifice de sortie équipé d'un raccord à baïonnette avec bouchon étanche, d'un obturateur actionné par une vis de manœuvre en acier inoxydable, d'un dispositif de mise hors gel automatique et d'un coude à patin facultatif. La forme du guidage empêche l'éjection du clapet au démontage du couvercle lorsqu'il reste de la pression sous le clapet. Ce clapet est entièrement vulcanisé. L'ouverture et la fermeture de l'appareil s'effectuent à l'aide d'une clé de manœuvre qui s'adapte sur le moufle.

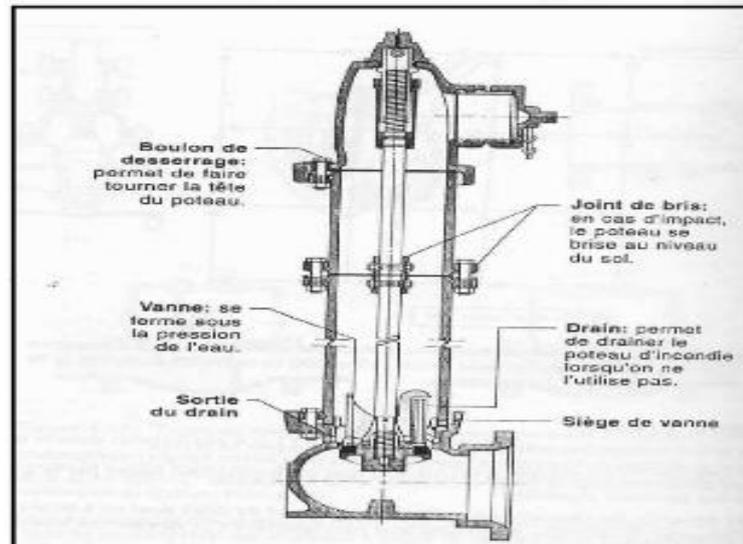


Figure VIII.5 : Bouche d'incendie.

VIII.2.5. Crépines

Une crépine est un cylindre avec un fond portant tous deux des perforations et une bride folle de raccordement. Elle sert à arrêter les graviers et les corps étrangers qui pourraient endommager les appareils sur le réseau. Les crépines sont dimensionnées pour que le passage effectif soit au moins égal à la section de la conduite. Lorsque la crépine se trouve dans le fond, il est conseillé de placer le fond de la crépine à au moins 50 cm du radier.

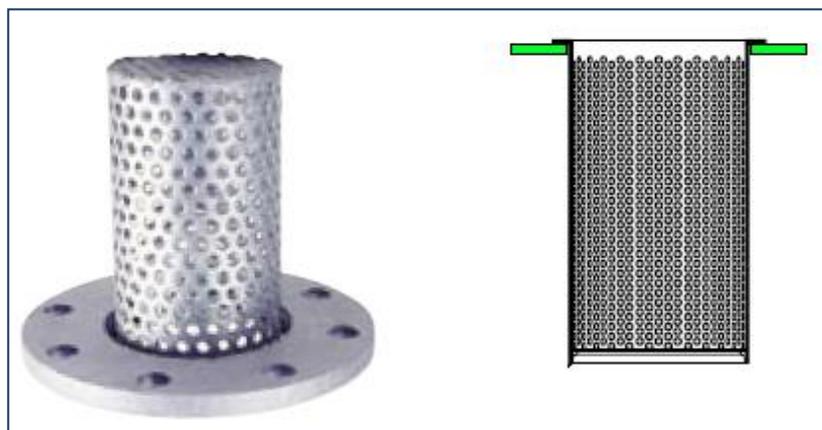


Figure VIII.6 : Crépine.

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (conduite d'aspiration).

VIII.2.6. Vidange

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

VIII.3. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le montage et le démontage des accessoires.
- Le changement de direction de la conduite.

VIII.3.1. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtement et à bout lisse ; Les deux types de coude se présentent avec un angle α de :

$$\frac{1}{4} (90^\circ), \frac{1}{8} (45^\circ), \frac{1}{16} (22^\circ 30'), \frac{1}{32} (11^\circ 15').$$

VIII.3.2. Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements ;
- Les cônes à deux brides ;
- Les cônes à emboîtement et bride.

VIII.3.3. Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

VIII.3.4. Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

VIII.4. Organes de mesure

VIII.4.1. Mesure de débit

Les débitmètres sont des appareils de mesure des débits. Les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisqu'une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement.

Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit.

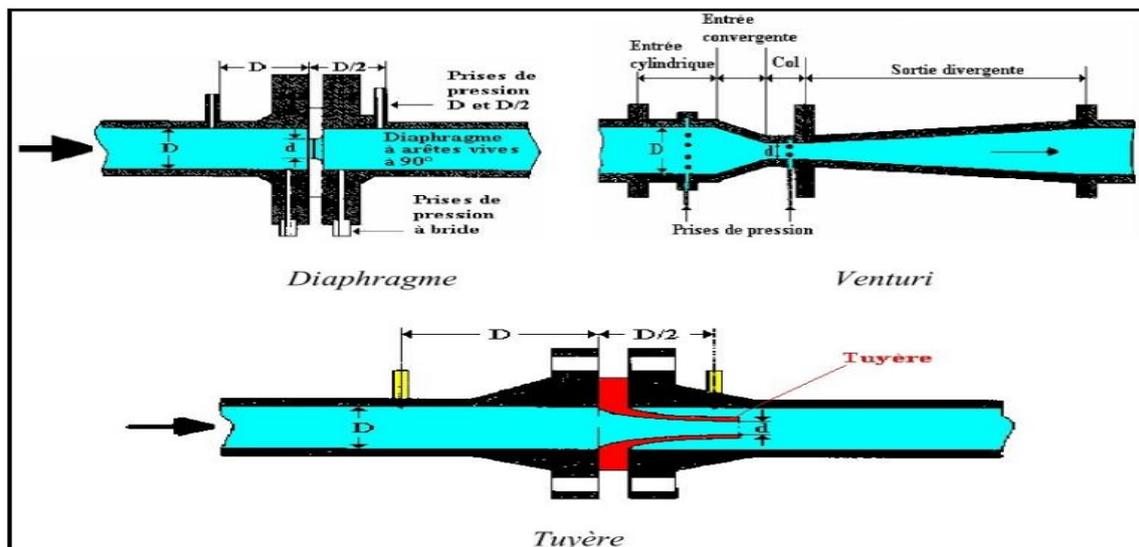


Figure VIII.7 : Les différents types de débitmètres.

VIII.4.2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

➤ **Manomètres à aiguilles :**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.



Figure VIII.8 : Manomètre à aiguilles.

➤ **Manomètres à soufflet :**

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon. Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

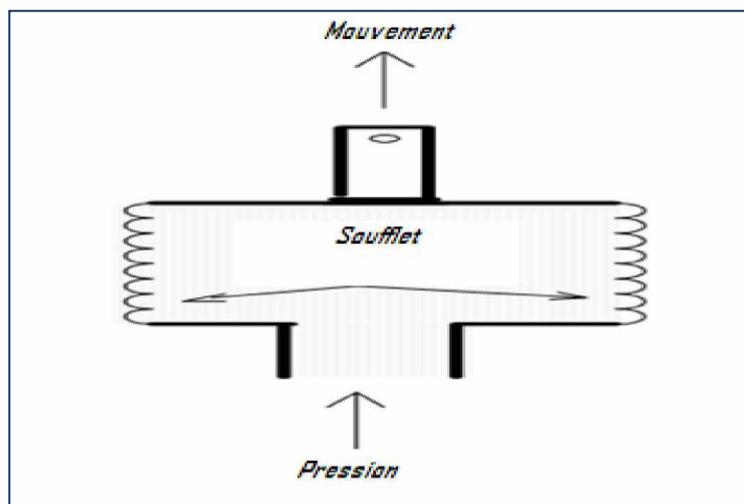


Figure VIII.9: Manomètre à soufflet.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de mettre en évidence la maîtrise de la pose de canalisation qui est primordiale dans une étude d'adduction en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation de tout le réseau. Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoires pour détecter d'éventuelles fuites au niveau des joints ou des conduites avant le remblaiement définitif.

Les différentes poses de canalisation utilisées dans notre étude ont été considérées ainsi que les accessoires correspondants ont été énumérés.

Introduction

Ce chapitre a une importance non négligeable tant du point de vue économique que social.

IX.1. Organisation de chantier

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation pour une adduction d'AEP sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve des joints et des canalisations ;
- Remblaiement des tranchées ;
- Compactage.

IX.1.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

IX.1.1.1. Matérialisation

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés ou des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

IX.1.1.2. Nivellement

Le nivellement nous permettra de connaître les différences de niveau entre des points situés sur une pente donnée. Afin que les engins puissent avoir accès au chantier, on doit effectuer une plate forme de pose pour faciliter l'excavation des tranchées.

IX.1.1.3. Excavation des tranchées

Etant donné le caractère montagneux de la zone d'étude, l'excavation sera réalisée mécaniquement, à l'aide d'engins de terrassement bien choisis. On doit maintenir une profondeur minimale de la tranchée à excavée généralement 1,00 m, et ceci pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être spacieuse, afin de permettre aux ouvriers d'y accéder facilement, elle est déterminée en fonction des diamètres et des sur largeurs.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçons successifs en commençant par les points hauts pour assurer s'il y'a lieu d'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tel que :

- La profondeur de la tranchée (H_{tr}) ;
- La largeur de tranchée (b) ;
- Distance de la cavalière.

IX.1.1.4. La profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{IX.1})$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m) ;

- D : diamètre de la conduite (m) ;
- h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est entre 80 et 120cm ; on prend $h = 1\text{m}$;
- h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,2\text{ m}$.

D'où : $H_{tr} = 1,2 + D$.

VII.1.1.5. Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place. Elle doit permettre une pose correcte ; facilite la tache et aussi permettre le compactage du remblai.

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite. On laisse $a=30\text{ cm}$ d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 2a \quad (\text{IX.2})$$

D'où : $b = D + 0.6$

Avec :

- b : largeur de la tranchée (m) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- a : distance entre la génératrice latérale et la base du talus (30 cm).

IX.1.1.6. Choix du coefficient du talus

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau IX.1 : Choix du coefficient du talus

Sols	Profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
Sable	m=0.5	m=1
Limon sableux	m=0.25	m=0.67
Limon argileux	m=0	m=0.5

Dans notre cas le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus $m=0$.

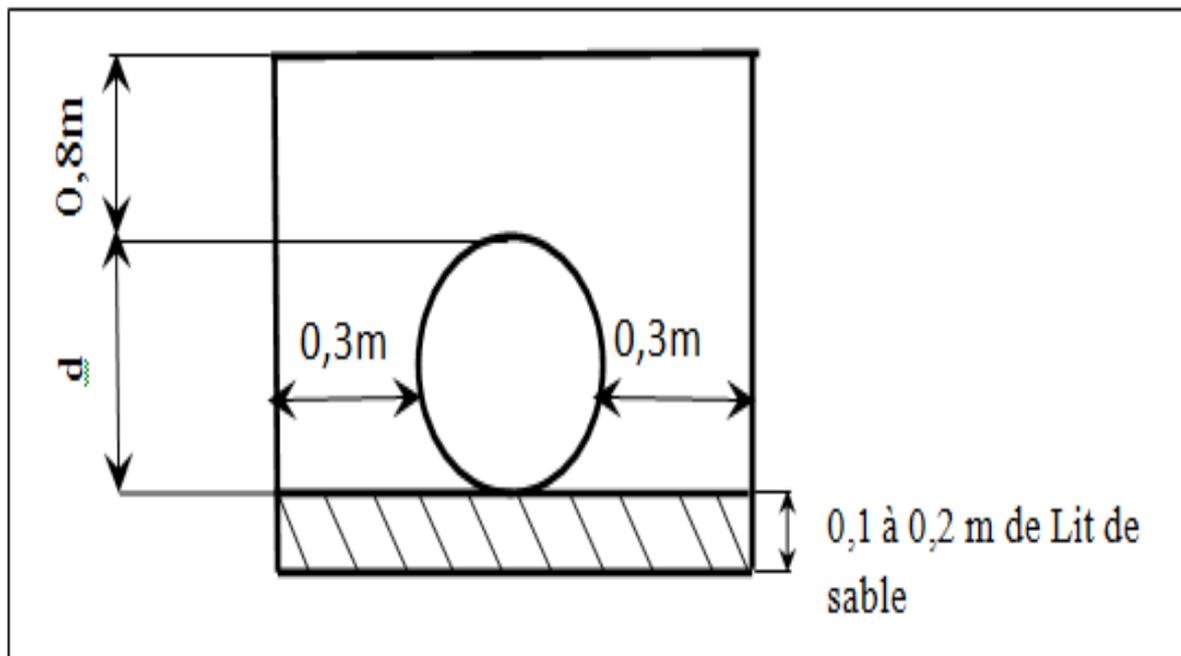


Figure IX.1 : Schéma de la tranchée.

IX.1.2. Le volume des déblais

$$V_D = S_{tr} \times L = (b \times H_{tr}) \times L \quad (\text{IX.3})$$

- $S_{tr} = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2$

Avec :

- V_D : volume du déblai (m^3) ;
- Str : section transversale de la tranchée (m^2)
- Htr : profondeur totale de la tranchée (m).
- b : largeur du fond de la tranchée (m).
- m : coefficient du talus.

IX.1.3. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier, on distingue deux types :

- ✓ Pelle équipée en rétro.
- ✓ Pelle équipée en butée.

IX.1.3.1. Détermination de la capacité du godet

A travers le volume calculé ci-dessus, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau IX.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m^3)	≤ 10000	≥ 10000	> 20000	> 100000
Capacité du godet (m^3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Source : Livre Précis des chantiers

Comme le volume total est supérieur à 20 000 m^3 , on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à **1.25 m^3** .

VII.1.3.2. Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 * q * K_r * K_t}{T_c * K_f} \quad (m^3/h) \quad (IX.4)$$

Avec :

- q : Capacité du godet **1.25 m^3** .
- K_r : Coefficient de remplissage du gobet $K_r = (0,8 \div 0,9)$, on prend $K_r = \mathbf{0,85}$.
- K_t : Coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur, varie entre $(0,7 \div 0,9)$, on prend $K_t = \mathbf{0,8}$.
- K_f : Coefficient de foisonnement du sol $K_f = \mathbf{1,1}$.
- T_c : La durée d'un cycle de remplissage du godet $T_c = (15 \div 30)$ s.

On prend $T_c = \mathbf{20}$ s.

$$R_p = \frac{3600 * 1 * 0.85 * 0.8}{20 * 1.1} = 139.09 \text{ m}^3/\text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour : $R_p = 1112.72 \text{ m}^3/\text{j}$.

IX.1.3.3. Le volume des remblais

$$V_R = V_D - (V_c + V_s) \quad (\text{IX.5})$$

Avec :

- V_R : Volume du remblai (m^3) ;
- V_D : volume du déblai (m^3) ;
- V_c : Volume de la conduite en (m^3) ;
- V_s : Volume du lit de sable en (m^3).

IX.1.3.4. Volume à excaver

Le volume d'excavation est :

$$V_{ex} = V_f - V_R \quad (\text{IX.6})$$

- $V_f = V_D \times K_f$
- $V_R = V_D - (V_c + V_s)$
- $V_s = e \times b \times L$

Avec :

- V_f : volume foisonné (m^3) ;
- K_f : coefficient de foisonnement du sol, $K_f = 1.1$;
- V_c : Volume de la conduite en (m^3).
- V_s : Volume du lit de sable en (m^3).
- e : hauteur du lit de pose(m) ; [0.1 à 0.2] m.

IX.1.3.5. Estimation du coût du projet

Le coût total du projet de l'adduction est déterminé à partir des volumes totaux, les tableaux suivants représentent les calculs effectués :

Tableau IX.3 : Calcul des différents volumes

Tronçon	Refolement				Gravitaire
	D (mm)	1200	900	900	
L (m)	300	13237	5956.50	7756.50	2310
b (m)	1.80	1.50	1.50	1.50	1.50
H _{tr} (m)	2.40	2.10	2.10	2.10	2.10
S _{tr} (m ²)	4.32	3.15	3.15	3.15	3.15
V _D (m ³)	1296	41696.45	18762.98	24432.98	7276.5
V _{D total} (m ³)	93464.91				
V _c (m ³)	57	8471.68	3812.16	4964.16	1478.4
V _s (m ³)	108	3971.10	1786.95	2326.95	693
V _R (m ³)	1131	29253.67	13163.87	17141.81	5105.10
V _{R total} (m ³)	65795.45				
V _f (m ³)	1425.60	45866.10	20639.28	26876.28	8004.15
V _{ex} (m ³)	294.60	16612.43	7475.41	9734.57	2899.05
V _{ex total} (m ³)	37016.06				

Tableau IX.4 : Calcul des frais des travaux

Volumes	Volumes totaux	Prix unitaire	Montant (DA)
Volume du déblai (m³)	93464.91	250	23366227.50
Volume de sable (m³)	8886	800	7108800
Volume du remblai (m³)	65795.45	200	13159090
Coût total des travaux publics			43634117.50
TVA 17%(DA)			7417799.98
TTC (DA)			51051917.48

IX.1.3.6. La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = V / R_p \quad (\text{jours}) \quad (\text{IX.7})$$

Avec :

- **V** : Volume du sol excavé en (m³).
- **R_p**: Capacité du godet en (m³/jour).

A.N :

$$T = 93464.91 / 1112.72 = 84 \text{ jours}$$

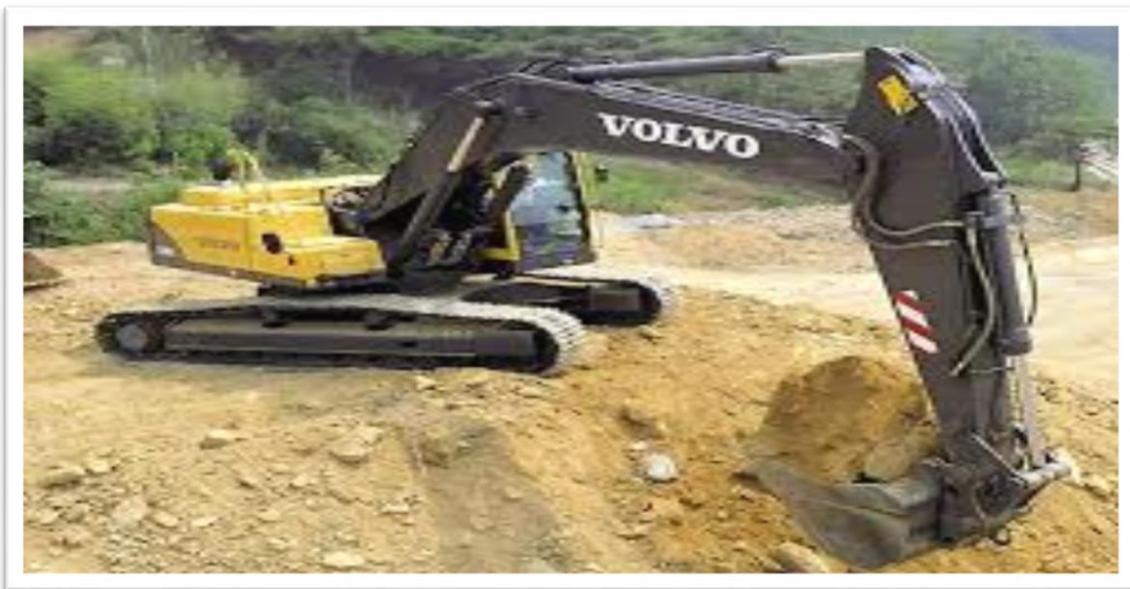


Figure IX.2 : Pelle équipée en rétro.

IX.1.3.7. Choix du bulldozer :

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

Tableau IX.5 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

Capacité du godet de la pelle (m ³)	0.3-0.65	0.75-1.0	1.25-1.5	2.0-3.0
Classe du bulldozer d'après la puissance du traceur (KW)	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du godet de la pelle égale à 1.25 m³ nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes :

- Puissance $P_b = 120$ kw.
- Largeur de la lame $L = 2-3$ m.
- Hauteur de la lame $1-1.5$ m.



Figure IX.3 : Bulldozer.

IX.1.3.8. Le compactage

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse.



Figure IX.4 : Rouleau lisse.

IX.1.3.9. Planification des travaux :

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de terre végétale.
- C. Exécution des tranchées.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. La mise en place des canalisations en tranchée.
- F. Assemblage des tuyaux.
- G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- H. Remblai des tranchées.
- I. Compactage.
- J. Travaux de finition.

Tableau IX.6 : Détermination du délai de la réalisation

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	30	0	30	0	30	0
B	40	30	70	30	70	0
C	60	70	130	70	130	0
D	50	130	180	150	200	20
E	70	130	200	130	200	0
F	60	130	190	140	200	10
G	40	130	170	160	200	30
H	90	200	290	200	290	0
I	50	290	340	290	340	0
J	45	340	385	340	385	0

Avec :

TR: temps de réalisation ;

DP : date de commencement au plutôt ;

DFP : date de finissement au plutôt ;

DPP: date de commencement au plu tard ;

DFPP : date de finissement au plu tard ;

MT : marge totale.

$$\sum \text{TR} = 385 \text{ jours.}$$

Le chemin critique :

A → B → C → E → H → I → J

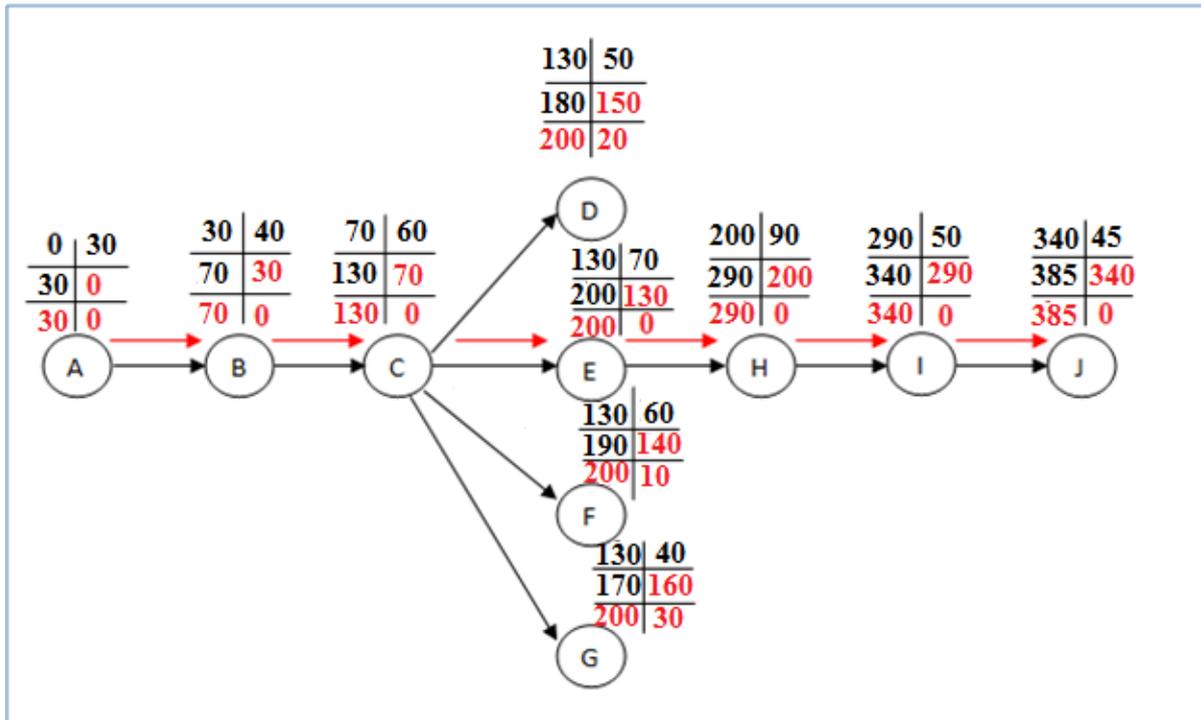


Figure XI.5 : Réseau à nœud.

IX.2. Sécurité de travail

La sécurité de travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certains cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet de transfert, les différentes phases d'exécution des travaux sont effectués tel que :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).

- Travaux de construction (génie civil). Tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernant l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage.

IX.2.1. Causes des accidents de travail

Les accidents de travail à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

IX.2.1.1. Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreurs de jugement ou de raisonnement ;
- Suivre un rythme de travail inadapté.

IX.2.1.2. Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail ;
- Nature des matériaux mis en œuvre ;
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail ;
- Les installations mécaniques et électriques.

IX.2.1.3. Conditions dangereuses

- Installations non protégées ;
- Installations mal protégées ;
- Outillages, engins et machines en mauvais état ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défaut dans la conception, dans la construction ;
- Matières défectueuses ;
- Stockage irrationnel ;
- Mauvaise disposition des lieux ;
- Eclairages défectueux ;
- Facteurs d'ambiance impropres ;
- Conditions climatiques défavorables.

IX.2.1.4. Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- Neutraliser les dispositifs de sécurité ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin ;
- Importance durant les opérations de stockage ;
- Adopter une position peu sûre ;
- Travailler dans une altitude inappropriée ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;
- Plaisanter ou se quereller.

IX.2.2. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

IX.2.2.1. Protection individuelle

Pour mieux se protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.)



Figure IX.6 : casque, gants, chaussures, lunettes de protection.

IX.2.2.2. Protection collective

Le chef de chantier ou l'entrepreneur, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

a) Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variées, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien est responsable à :

- Affecter du personnel compétent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

b) Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés.

IX.2.3. Equipements auxiliaires

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériel et des personnes, un ensemble d'équipements doit être prévu de manière à ce que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Un système de levage ;
- Un système de commande automatique et de contrôle ;
- Un système de ventilation ;
- Un système de d'alimentation en énergie ;
- Un système d'éclairage ;
- Un système anti-incendie.

IX.2.3.1. Système de levage

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes.

Les ponts roulants sont généralement installés dans les stations de pompages.



Figure IX.7 : Le pont roulant.

IX.2.3.1.1. Dimensionnement du pont roulant

La formule suivante va nous permettre de calculer la capacité de portée du pont roulant :

$$C = P + 20\% P \quad (\text{IX.9})$$

Avec :

P : poids de l'élément le plus lourd, dans notre cas c'est la pompe.

- **Station de pompage SP :**

Le poids d'une seule pompe est de 500 kg → $C = 500 + 0.02 \times 500$
 → $C = 510 \text{ Kg}$.

IX.2.3.2. Système de ventilation

Le rôle essentiel de la ventilation c'est d'évacuer la chaleur dégagée par l'ensemble des équipements de la station, évacuer le gaz en chaud en cas d'incendie. Cette évacuation se fait par le renouvellement de l'air et son remplacement par l'air extérieur frais, et ceci afin de permettre au personnel travaillant dans la station de mieux respirer.

Pour calculer le débit d'air nécessaire à la ventilation nous envisagerons d'utiliser la méthode suivante :

- **Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation par le taux de ventilation**

Ce procédé consiste à calculer le volume total de la salle des machines et à le multiplier par le coefficient K qui est le taux de renouvellement.

$$Q = V.K \quad \text{(IX.10)}$$

Avec :

Q : débit d'air en (m³/h) ;

K : taux de renouvellement par heure (h-1), salle de machines (20-30) ;

V : volume de la station ;

- **Station de pompage SP :**

$$V = 21 \times 9 \times 8.4 \rightarrow V = 1587.60 \text{ m}^3$$

$$K = 24 \text{ h}^{-1}$$

Donc :

$$Q = 1587.6 \times 24 \rightarrow Q = 38102.40 \text{ m}^3/\text{h}$$

IX.2.3.3. Système anti-incendie

Dans une station de pompage, la prévention contre l'incendie comprend les moyennes mises en œuvre pour son extinction dans les plus brefs délais.

IX.2.3.4. Système de drainage

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation, de nettoyage ou de n'importe quel apport d'eau.

IX.2.3.5. Système d'éclairage

Pour que l'équipe de gestion de la station travaille dans de bonnes conditions, il faut lui assurer un éclairage, de façon à ce qu'elle puisse voir tous les coins et les angles du bâtiment.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de consolider les connaissances acquises dans les cours de l'organisation des chantiers, surtout ce qui concerne le choix des engins nécessaires pour les divers travaux à entreprendre, avec une vue générale sur la sécurité de travail telle que les causes des accidents et les prévisions à prendre en considération afin d'effectuer un travail dans les moindres conditions de danger.

On a effectué le choix des engins les plus appropriés et le calcul du délai de déroulement dont le délai estimatif de la réalisation des travaux est de 385 jours.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable de la région Est de la wilaya d'Oran.

Dans un premier temps, un important travail de collecte des données sur les caractéristiques de la population a été réalisé sur place à l'aide des différentes administrations concernées.

Dans un second temps, une analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite, Cette analyse a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau potable de notre zone d'étude.

Dans un troisième temps, la vérification de la suffisance des capacités des réservoirs existants a été établie pour le dimensionnement de l'adduction de telle sorte à assurer une alimentation par refoulement de la plus grande partie ainsi qu'une alimentation gravitaire, aussi bien le choix du nombre et type de pompes utilisées pour la partie refoulement, avec une modélisation numérique de l'ensemble du système étudié tenant compte des points précédents. Et pour le bon fonctionnement et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, une étude simplifiée et un dimensionnement des réservoirs d'air ont été faits, pour lutter contre la corrosion on note comme moyen efficace la protection cathodique, et concernant le changement de flux suite à la connexion de la SDEM Magtaa comme nouveau transfert d'eau, une étude de la réversibilité de la conduite MAO a été effectuée dont le sens inverse ne causera aucun problème pour le fonctionnement du système étudié.

On termine ce modeste travail par des chapitres très importants à savoir la pose des canalisations et les accessoires nécessaires ainsi que l'organisation de chantier tenant compte de la sécurité de travail.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation.