الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

ⵓⵢⵉⵔⴻⵣ ⵓⵢⵏⵉⵍⵍ ⵉⵎⵉⵡⵍⵉⵏ ⵏ ⵜⵎⵓⵔⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

ETUDE DE SYSTEME D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DE BIR ENSA, TINER, OULED SABOR ET DE MEGA ZONE, A PARTIR DU RESERVOIR 40000M3. (W.SETIF).

Présenté par :

TALATA Meriem

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOUDAR/HALLAL DAHBIA	M.C.A	Président
TOUAHIR SABAH	M.A.A	Examinateur
DERNOUNI YOUCEF	M.A.A	Examinateur
DAHMANE MOULOUD	M.C.B	Examinateur
MOKRANE WAHIBA	M.C.B	Promotrice

Session 2022/ 2023

REMERCIMENT

Tout d'abord, je veux remercier Dieu pour m'avoir donné la force, la volonté et le courage nécessaires pour réaliser ce travail modeste.

Un immense merci à mes parents pour leur soutien inestimable tout au long de mes études. Je leur suis infiniment reconnaissant.

Je souhaite dire un grand merci à ma promotrice, Mme W. MOKRANE, pour son accompagnement, ses conseils précieux, son suivi attentif et son aide dans la réalisation de mon projet.

Je suis reconnaissant envers tous les enseignants qui ont contribué à ma formation, en particulier ceux de l'ENSH.

Je remercie chaleureusement les membres du jury qui ont accepté d'évaluer mon travail.

Enfin, je veux exprimer ma gratitude envers toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Dédicace

De tout cœur, je dédie ce travail modeste :

À mon cher **père,**

À ma chère **mère,**

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai jamais vous remercier comme il se doit. Votre affection me couvre, votre bienveillance me guide, et votre présence à mes côtés a toujours été ma source de force et de joie. Que Dieu, Tout-Puissant, veille sur vous et vous maintienne à mes côtés.

À mes chers frères **Haythem, Lotfi, Fouad et Adel,**

Je suis fier d'avoir la chance de vous avoir à mes côtés. Votre amour, soutien et présence sont inestimables. Vous êtes tout simplement les meilleurs frères au monde.

À mes adorables petits **Neveux,**

Qui savent toujours comment apporter la joie et le bonheur à toute la famille.

À toute ma grande famille,

Mes proches et a ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité.

À ma meilleure et plus chère copine, **Asma**, avec qui j'ai partagé les moments les plus merveilleux de ma vie, et qui me comble d'amour et de soutien.

À mes chères amies **Hadia, Hadil, Houda,** et **Yousra**, pour leur aide et leur soutien dans les moments difficiles.

À toux ceux que j'aime.

Sommaire

الملخص:

تعاني مناطق أولاد صابر و تينار و بئر النساء من نقص في إمداد مياه الشرب, بالإضافة إلى المنطقة الصناعية الكبيرة المخطط انجازها والتي هي بحاجة إلى إمداد بالمياه الصالحة للشرب, مما يستدعي إنشاء شبكة إمداد بالمياه من خلال خزان 40000 متر مكعب بهدف تلبية الاحتياجات المستقبلية لهذه التجمعات .

بعد دراستنا للمنطقة و تقدير احتياجاتها المائية, قمنا بدراسة كل من خزانات التخزين, أنابيب المياه و محطة الضخ من الناحية التقنية و الاقتصادية لنقل المياه.

الكلمات المفتاحية: إمداد بالمياه الصالحة للشرب, خزانات, أنابيب المياه, محطة ضخ, نقل المياه.

Résumé :

Les zones d'OuledSabor, Tiner et BirEnsa souffrent d'une pénurie d'eau potable, en plus de la Méga zone industrielle en cours de planification, qui nécessite un approvisionnement en eau potable. Cela nécessite la création d'un réseau d'approvisionnement en eau avec un réservoir de 40 000 mètres cubes dans le but de répondre aux besoins futurs de ces agglomérations.

Après avoir étudié la région et estimé ses besoins en eau, nous avons examiné les aspects techniques et économiques des réservoirs de stockage, des canalisations d'eau et de la station de pompage pour le transport de l'eau.

Mots clés : Approvisionnement en eau potable, réservoirs, canalisations d'eau, station de pompage, transport de l'eau.

Abstract:

The regions of Ouled Sabor, Tiner, and Bir Ensa are suffering from a shortage of drinking water supply, in addition to the planned large industrial area, which requires a supply of potable water. This necessitates the establishment of a water supply network through a 40,000 cubic meter reservoir to meet the future needs of these communities.

After studying the area and estimating its water requirements, we conducted a technical and economic study of storage tanks, water pipes, and pumping station for water transportation.

Keywords: Potable water supply, reservoirs, water pipes, pumping station, water transportation.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE……..…….……1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :…….…….……...…….……2

I.1.Localisation géographique :…….…….……3

I.2. Situation topographique : …….……...4

I.3. Situation hydrogéologique: ……5

I.3.1. Formation de sol : ……..6

I.3.2. Sismicité : ……...7

I.4. Situation climatologique : ……...8

I.4.1 Températures **:** ……...9

I.4.2. Précipitations : …….……...10

I.4.3.Humidité : ……11

I.4.4. Vent : …….....12

I.5. Situation démographique :…….13

I.5.1. Population : ……....14

I.6.Situation Hydraulique : ……..15

1.6.1. Les ressources hydrauliques : …….……16

1.6.2. Qualité des eaux : ……..……17

1.6.3. Réseau d'alimentation en eau potable actuel : ...……18

Conclusion : ……19

Chapitre II: Estimation des besoins en eau potable

Introduction :…….…… 20

II.1. Estimation de la population à différents horizons : …….……21

II.2. Estimation des besoins en eau : …… 22

II.2.1. Choix de la dotation domestique : …….…… 23

II.2.2. Besoins domestiques : ……..24

II.2.3. Besoins d'équipements : ……...25

II.2.4. Besoins moyens journalier en eau : …….26

Sommaire

II.3. Les variations des débits Journaliers : ……..……...27

II.3.1. Coefficient d'irrégularité journalière maximal : ...……28

II.3.2. Débit maximal journalier : …...……...…..29

II.3.3. Coefficient d'irrégularité journalière minimal : ……..…….30

II.3.4. Débit minimal journalier : ……...…..…..... 31

II.4. Variation des débits horaires : …….……..…..32

II.4.1. Débit moyen horaire : …….…….....33

II.4.2. Débit maximal horaire : …….…….…….34

II.4.3. Débit minimal horaire : ……35

II.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :……36

II.6. Calcul de déficit de consommation : ……...37

Conclusion : …….…….……..38

Chapitre III: Etude de l'adduction

Introduction :…….…….……..39

III.1. Type d'adduction : …….……...…..40

III.1.1. Adduction gravitaire : …….…….…….…….41

III.1.2. Adduction par refoulement : …….…….…….42

III.1.3. Adduction mixte : …….……..43

III.2. Adduction et types d'écoulement: …….…….……44

III.2.1.Ecoulement a surface libre : ……. 45

III.2.2.Ecoulement en charge :……..…….…….46

III.3.Choix de tracé : ……..…….…….47

III.3.1. Critères du choix : …….…….48

III.3.2. Description de tracé de l'adduction : …….…….49

III.4. Le choix de matériau de la conduite : ….…….…….50

III.5. Calcul hydraulique :……..…….…….51

III.5.1. Cas gravitaire :...……..…..…52

III.5.2. Cas de refoulement : …….……..…..53

III.5.2.1. Calcul technico-économique : …….……..…..54

III.5.2.2. La puissance absorbée par la pompe : ……...……...55

III.5.2.3. Energie consommée par le pompage : ……..56

III.5.2.4. Frais d'investissements :…….…..……...57

III.5.2.5. Frais d'exploitation :…….…….....58

III.6.Dimensionnement de l'adduction : ……...…….……..…..59

III.6.1.Dimensionnement de l'adduction gravitaire : .…….…..…...60

III.6.1.1. Méthode analytique de calcul des diamètres avantageux : ……..…...61

III.6.1.2. Simulation de l'adduction par EPANET : ……..……..……..62

III.6.1.3. Analyse des résultats : …….…....63

III.6.2.Dimensionnement de l'adduction par refoulement : ….……..……64

Conclusion : ……..…….……..65

Chapitre IV: Etude du stockage

Introduction :…….…….…… 66

IV.1. Définition : ……...…..…… 67

IV.2. Fonctions des réservoirs : ….……...…..…….....… 68

IV.3. Classification des réservoirs : ……...….……69

IV.4. Equipements du réservoir : ……..……...….…….. 70

IV.4.1. Conduite d'arrivé ou d'alimentation : ……...…….....….. 71

IV.4.2. Conduite de départ ou de distribution : ……..……...…..……. 72

IV.4.3. Conduite de vidange : ……...…..... 73

IV.4.4. Conduite de trop plein : ……...……...…..……... 74

IV.4.5. Conduite By-pass : ……...……...……..... 75

IV.4.6. Système de matérialisation de la consigne d'incendie : ..……...…….... 76

IV.4.6.1. Système a deux prises : …….……...…..……..... 77

IV.4.6.2. Système à siphon : ……...…..……..... 78

IV.5. Hygiène et sécurité : …….……...…..……. 79

IV.6. Capacité d'un réservoir : ……..……...…..……. 80

IV.7. Principe de calcul : ……...……...…..……. 81

IV.7.1. Adduction par refoulement : ..……...…..……. 82

IV.7.2. Adduction gravitaire : ……..…….....83

IV.8. Dimensionnement des réservoirs projetés : …….……...…….….84

IV.8.1. Dimensionnement de réservoir d'OuledSabor : ……...…...…….…...85

IV.8.2. Dimensionnement de la bâche de reprise de la station de pompage : …….….86

IV.8.3. Dimensionnement du réservoir de la zone industrielle :……...…….....87

IV.8.3.1. La forme de réservoir : …….……...…….…..88

Conclusion : ……..…….……89

Chapitre V: Etude du pompage

Introduction :……..…….…..… 90

Définition : …….…….…..… 91

V.1. L'emplacement de la station de pompage : …….….92

V.2. Choix du type de pompe : …….…….... 93

V.3. Choix du nombre de pompes : ...…….…….... 94

V.4. Couplage des pompes : …….…….…… 95

V.5. Le point de fonctionnement des pompes : ……...…….…….…… 96

V.5.1. Courbe caractéristique de la conduite : ……...…….…….. 97

V.6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement imposées : ….…… 98

V.7. Etude du pompage : …….…….. 99

V.7.1. Courbes caractéristiques de la pompe : …….…..... 100

V.7.2. Point de fonctionnement des pompes : ...…….…….. 101

V.7.3. Etude de la cavitation : …….….. 102

V.7.4. Calage de la pompe : …….…… 103

V.7.5. Description de la pompe: ……...…….104

V.7.6. Choix de moteur électrique : …….…….….105

V.8. Bâtiment de la station de pompage : …….……106

V.8.1.Choix de type de bâtiment : …….…...…….107

V.8.2.Dimensionnement de bâtiment de station pompage : …….……108

V.9. Equipement auxiliaires : …….……..109

V.9.1. Appareillage de contrôle : ……..……....…110

V.9.2. Appareillage de commande : ...……..……111

V.9.3. Système de scellement : ……..……...……112

V.9.4. Ventilation :…….…….……..113

V.9.5. Levage :…….……..…..114

V.9.6. Système de drainage :…….……..…..115

V.9.7.Système d'éclairage : ……..……..…….……..116

V.9.8. Système anti-incendie :…….……..…..……..117

Conclusion : ……..……118

Chapitre VI: Pose et protection des canalisations

Introduction :…….…..…..119

VI.1. Pose de canalisation : …….…...120

VI.2.Type de pose de canalisation : ....…….…..…....121

VI.2.1. Pose ordinaire : …….....…..122

VI.2.2. Pose en terrain peut consistant : …….……..…..123

VI.2.3. Pose en terrain marécageux : ……..…..…..124

VI.2.4. Pose en galerie : …….……125

VI.2.5. Traversé d'une reviére (Oued) :……. …….…...126

VI.2.6. Pose sans ouverture de tranchée : ……..…….……..…..127

VI.2.7. Pose en pente : …….…..128

VI.3. Stabilisation de la conduite : …….……..……..129

VI.4. Accessoires et pièces spéciales : …….…..130

VI.4.1. Les accessoires : ……...…….……..…..131

VI.4.2. Les pièces spéciales : ..……....……..132

VI.4.3. Les organes de mesures : ……..…….……....133

VI.5. Protection des canalisations : ……....134

VI.5.1. Protection des conduites contre le coup de bélier : …….....135

VI.5.1.1. Définition : ……..…….....136

VI.5.1.2. Risques associés au coup de bélier : …….....137

VI.5.1.3.Protection de la conduite contre le coup de bélier (cas refoulement) ……..138

VI.5.1.4. Installation d'un réservoir d'air : ……....139

VI.5.1.5. Protection de la conduite contre le coup de bélier (cas gravitaire) :……....140

VI.5.2. Protection des conduites contre la corrosion : ……..…….....141

VI.5.2.1. Définition : …….…….....142

VI.5.2.2. Facteurs de la corrosion : ……..……..143

VI.5.2.3. Protection des conduites contre la corrosion: ……...…….....144

Conclusion : ……..…..……145

Chapitre VII: Organisation de chantier

Introduction :…….…..…..146

VII.1. Différents travaux à entreprendre : ……....….147

VII.1.1. Travaux d'adduction : …….….148

VII.1.2. Travaux concernant la station de pompage : ……...….149

VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs : …….……..…..……..150

VII.2. Calcul des volumes des travaux : ……...……..…..….151

VII.2.1. Calcul des volumes des travaux de l'adduction : …...…….152

VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage : ……...153

VII.2.3. Calcul des volumes des travaux de réservoir : ……...….154

VII.3. Calcul des coûts de travaux : …….……..…...….155

VII.4. Planification des travaux : …….……...…….….156

VII.4.1. Définition des tâches et leurs durées : …….……..…….....….157

VII.4.2. Planification par la méthode du réseau à chemin critique (CPM): ……...……...158

VII.5. Les Engins : ……..……..…….…159

VII.5.1. Pelle hydraulique : …….……..…….…….....160

VII.5.2. Bulldozer : ……..……..……...161

VII.5.3. Compacteur :…….…….……..……...….162

VII.5.4. Camion de transport : …….……..……...….163

VII.5.5.machines de soudages : .…….……..……164

Conclusion :……...…….…….……..165

Sommaire

CONCLUSION GENERALE ……..……..……..……..……166

Sommaire

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Températures mensuelles moyennes à Sétif (1991-2021) ……...9

Tableau I.2: Précipitations moyennes enregistrées à Sétif (1991-2020) …….....10

Tableau I.3: Fréquence de la direction de vent en % (2022). …….....12

Tableau I.4: la population actuelle de la zone concernée par l'étude et le taux d'accroissement de cette population….....14

Tableau I.5 : Résultats des analyses des prélèvements de la station de traitement d'EL Mahouane (2023)..…….…….....17

Chapitre II: Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.1: Evolution de la population d'Ouled Sabor à différents horizons…….....21

Tableau II.2: Estimation des débits moyens domestiques…..…….....24

Tableau II.3 : Les différents besoins en eau des zones d'activités de la ville d'Ouled Sabor' Mega Zone'…….…….25

Tableau II.4 : Les différents besoins en eau d'une gendarmerie à la ville d'Ouled Sabor.….25

Tableau II.5: Estimation des débits moyens des équipements…….……25

Tableau II.6: Estimation des débits moyens des équipements totale……..…….……25

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des consommations journalières totales…….……26

Tableau II.8: Evaluation des débits maximaux journaliers……..……29

Tableau II.9: Evaluation des débits minimaux journaliers……..…31

Tableau II.10 : Calculs des débits maximaux horaires…….34

Tableau II.11: Calculs des débits minimaux horaires……...……..….34

Tableau II.12: Variation des débits horaires de la ville d'Ouled Sabor ……....….36

Tableau II.13: Variation des débits horaires de la ville Tiner…….……..…. 36

Tableau II.14: Variation des débits horaires de la ville Bir Ensa……...……..…. 36

Tableau II.15 : Tableau des déficits à l'horizon 2053……...……..….37

Chapitre III: Etude de l'adduction

Tableau III.1 : Coefficients K', m, **β**, pour différant types de tuyau ..…….…..….52

Tableau III.3 : Longueurs des tronçons de l'adduction gravitaire ..…….…..….60

Tableau III.4 : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon Réservoir 40000m3 – point de piquage 1……..……..61

Tableau III.5 : Pression au point de piquage pp1……..……..61

Tableau III.6 : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire : tronçon point de piquage pp1 - Réservoir Ouled Sabor -(R1)… ……...…….61

Tableau III.7 : Pression à l'entrée du réservoir R1……..……61

Tableau III.8 : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon du réservoir d'Ouled Sabor (R1) vers la bâche 1 de Tiner…….……...……61

Tableau III.9 : Pression à la bâche B ……..……..61

Tableau III.10 : Diamètre avantageux de la conduite gravitaire tronçon : réservoir Ouled Sabor – bâche d'aspiration…..…….……....61

Tableau III.11 : la pression au nœud …….…….…….61

Tableau III.12 : Les valeurs de M, α, β, m en facteur de matériau ……...……..61

Tableau III.13 : Diamètre avantageux de la conduite gravitaire tronçon point de piquage 2 (PP2) – réservoir Ouled Sabor –(R2) …...……..….61

Tableau III.14 : Pression à l'entrée du réservoir R2 ….…….…….61

Tableau III.15 : Diamètre avantageux de la conduite gravitaire tronçon point de piquage 2 (PP2) – réservoir Méga zone -(Rm) ……..61

Tableau III.16 : Pression à l'entrée du réservoir Rm...……...61

Tableau III.17 : Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction gravitaire par EPANET…….……..61

Tableau III.18 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP- point de piquage 2 ……..….61

Tableau III.19 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP – point de piquage 2 …….61

Tableau III.20 : Calcul des frais d'investissement du tronçon SP – point de piquage 2 ...…..61

Tableau III.21 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement ……..……...61

Chapitre IV: Etude du stockage

Tableau IV.1 : Tableau des dimensions des réservoirs de système d'adduction …….…...88

Tableau IV.2 : Tableau des dimensions des réservoirs d'Ouled Sabor……....88

Chapitre V: Etude du pompage

Tableau V.1 : Caractéristique des pompes en fonction de leurs nombres …….…..99

Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP – point de piquage 2 –R2) ……...101

Tableau V.3 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température…..…102

Tableau V.4 : Matériaux des composants principaux de la pompe …….……..104

Tableau V.5 : Dimensions de la pompe PM150/5B ……..104

Tableau V.6: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station (SP) ...……107

Chapitre VI: Pose et protection des canalisations

Tableau VI.1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement ….……..138

Tableau VI.2 : Calcul de la célérité d'onde de la conduite de refoulement..……..138

Tableau VI.3 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement …..…..138

Tableau VI.4 : Dimensions du réservoir de la station de pompage .……..138

Chapitre VII: Organisation de chantier

Tableau VII.1 : Calcul du volume du déblai de l'adduction …….……....152

Tableau VII.2 : Calcul du volume du lit de sable …….…….……....152

Tableau VII.3 : Calcul du volume de la conduite …….……152

Tableau VII.4 : volume des travaux d'adduction ..…….……..…..152

Tableau VII.5 : Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage ……153

Tableau VII.6 : Volumes des travaux de la station de pompage ……...153

Tableau VII.7 : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres…….154

Tableau VII.8: Calcul de volume de déblai pour le réservoir d'Ouled Sabor...……....154

Tableau VII.9 : Calcul des volumes de tout- venant …….……....154

Tableau VII.10 : Calcul des volumes de tout- venant du réservoir d'Ouled Sabor …….....154

Tableau VII.11 : Calcul des volumes du béton de propreté ...……...154

Tableau VII.12 : Calcul du volume du béton armé ……....154

Tableau VII.13 : Calcul du volume du béton armé pour les coupoles ……..…....154

Tableau VII.14 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre ……154

Tableau VII.15 : Calcul du volume du remblai compacté …….....154

Tableau VII.16 : Coût des travaux de l'adduction ……..155

Tableau VII.17 : Coût des travaux de la station de pompage …..…….…....155

Tableau VII.18 : Coût des travaux des réservoirs ……..…….....155

Tableau VII.19: Bilan des coûts …….…….…….....155

Sommaire

Tableau VII.20 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction ……..……...157

Tableau VII.21 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage …….....157

Tableau VII.22 : Temps de réalisation des opérations du réservoir ……..……....157

Tableau VII.23 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction...158

Tableau VII.24: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de SP..…...…....158

Tableau VII.25: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réservoir…...158

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation géographique de la commune Ouled Sabor, Tiner, Bir Ensa, Source (Google earth)……....3

Figure I.2 : Reliefs de la région de Sétif. Source (DSA. 2010) ……....4

Figure I.3: Températures mensuelles moyennes à Sétif …...…….9

Figure I.4: Précipitations moyennes enregistrées à Sétif ……...…….10

Chapitre II: Estimation des besoins en eau potable

Figure II.1 : Evolution de la population de la zone d'étude à différents horizons ……..21

Figure II.2 : Histogramme de consommation d'Ouled Sabor.…….36

Figure II.3: la courbe de cumule la consommation d'Ouled Sabor…….…….36

Figure II.4 : Histogramme de consommation de Tiner….……..…….36

Figure II.5: la courbe de cumule la consommation de Tiner…...……..……..36

Figure II.6 : Histogramme de consommation de Bir Ensa ……..……36

Figure II.7: la courbe de cumule la consommation de Bir Ensa……...……..…….36

Figure II.8 : Bilan ressources disponibles – demande à l'horizon 2053 pour chaque région ……..……..…..…37

Chapitre III: Etude d'adduction

Figure III.1: Tracé de l'adduction de transfert 40000 m3 vers Ouled Sabor et la Mega zone, Tiner et Bir Ensa …….……49

Figure III.2 : Simulation du tronçon réservoir 40000 m3 – point de piquage 1 (PP1) …..…62

Figure III.3 : Simulation du tronçon point de piquage 1 (PP1)– réservoir Ouled Sabor (R1) …….……62

Figure III.4 : Simulation du tronçon réservoir Ouled Sabor (R1) –bâche de Tiner (B)…..…62

Figure III.5 : Simulation du tronçon réservoir Ouled Sabor (R1) – bâche d'aspiration (B) – station de pompage – point de piquage 2 (PP2) …….…….62

Figure III.6 : Simulation du tronçon point de piquage 2 (PP2) – réservoir Ouled Sabor (R2) – réservoir Méga zone (Rm) ……...…62

Figure III.7 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation ……...…….62

Chapitre IV: Etude du stockage

Figure IV.1. Graphe de consommation maximale journalière par rapport aux apports..……82

Chapitre V: Etude du pompage

Figure V.1 : Courbes caractéristiques de la pompe ……..…..100

Figure V.2 : Le point de fonctionnement de réseau avec les trois pompes ……..…….101

Figure V.3: L'encombrement de la pompe PM150/5B (CAPRARI)……...…..104

Chapitre VI: Pose et protection des canalisations

Figure VI.1 : Pose ordinaire ……..…….122

Figure VI.2 : Pose en terrain peut consistant…...……..123

Figure VI.3. Fonçage avec enlèvement préalable de terre (a) et sans enlèvement préalable de terre (b) [3]…….127

Figure VI.4. Forage dirigé [4] ……..….127

Figure VI.5. Ancrage et amarrage d'une canalisation [3] …….……..…..128

Figure VI.6 : Les butés …….…….…….……....129

Figure VI.7 : Robinet vanne papillon [source : guide technique eau 2009] ……..…131

Figure VI.8 : clapet anti-retour …….…….……131

Figure VI.9 : ventouse [source : guide technique eau 2009] …….……131

Figure VI.10 : poteaux d'incendie [source : guide technique eau 2009]…...……131

Figure VI.11 : cône a deux emboitements [source : guide technique eau 2009] ……..…….132

Figure VI.12 : tés à deux emboitements standards et tubulure bridée [Source : guide technique eau 2009] …….……...…..132

Figure VI.13 : réservoir d'air choisi …..…….……...137

Figure VI.14 : Installation d'un réservoir d'air …….…….…....139

Figure VI.15 : corrosion interne dans une conduite …….……..143

Figure VI.16 : corrosion externe dans une conduite …….…….143

Figure VI.17 : Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène...144

Chapitre VII: Organisation de chantier

Figure VII.1 : vue en plan de la station de pompage …...…….…….153

Sommaire

Figure VII.2: Réseau à nœuds de l'adduction ……158

Figure VII.3: Réseau à nœuds de la station de pompage……..158

Figure VII.4: Réseau à nœuds du réservoir……...……158

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Plan de masse plus tracé de la conduite d'adduction à projeter de Ouled sabor, Tiner et la Méga zone. (W. Sétif).

Planche N°2 : Profil piézométrique : Station de pompage-Réservoir de Ouled Sabor

Planche N°3 : Plan de la station de pompage de Ouled Sabor

Planche N°4 : Vue en plan du réservoir.de Ouled Sabor

LISTE DES ANNEXES

Annexe (II.1) : Variation de β max et β min en fonction du nombre d'habitants.

Annexe (II.2) : Répartition horaire des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

ANNEXE (III.1) : Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).

ANNEXE (III.2) : Les valeurs usuelles indices de rugosité (k) en (mm).

ANNEXE (III.3) : Tableau des épaisseurs des tuyaux en PEHD.

ANNEXE (III.4) : Tableau des épaisseurs des tuyaux en Fonte.

ANNEXE (VI.1) : Abaque de Vibert.

ABREVIATIONS

APC : Assemblée Populaire Communale.

CTH : contrôle technique et hydraulique.

T : Température.

PH : Potentiel Hydrogène.

PEHD : Polyéthylène Haute Densité.

PVC : Polychlorure de vinyle.

m.c.e : Mètre colonne d'eau.

Qmax,j : Débit maximum journalier

Qmoy,h : Débit moyen horaire.

Qexp : Débit d'exploitation.

Cr : Côte radier

Ctp : Côte trop-plein

Hg : Hauteur géométrique

HMT : Hauteur manométrique total

NPSHd : Charge nette d'aspiration disponible

NPSHr : Charge nette d'aspiration requise

NGA : Niveau géographique Algérien

P : Pression.

R : Réservoir

SP : Station de pompage

INTRODUCTION GENERALE

En Algérie, une grande partie de la réponse à la demande croissante en eau dépend de l'utilisation de ces ressources souterraines en raison de leur relative facilitée d'exploitation. Cependant, cette dépendance pose un sérieux défi à la durabilité à long terme de notre approvisionnement en eau. C'est pourquoi il est impératif d'explorer la possibilité d'exploiter les ressources renouvelables telles que les eaux de surface tout en préservant les réserves d'eau souterraine.

Simultanément, l'importance croissante de l'eau dans l'économie humaine se fait, de plus en plus ressentir, avec une complexité constante de l'approvisionnement en eau douce due à la croissance démographique, à l'amélioration du niveau de vie et aux avancées industrielles modernes. Dans ce contexte, notre étude revêt une grande pertinence en cherchant à contribuer à l'analyse de la chaîne d'adduction en eau potable des communes d'Ouled Sabor, Tiner, Bir Ensa, et de la Mega zone industrielle. L'objectif ultime de cette étude est de trouver des solutions adéquates pour répondre à la demande projetée en eau jusqu'à l'horizon 2053.

Pour accomplir cette tâche, nous avons structuré notre travail en sept chapitres distincts, chacun traitant d'aspects spécifiques de notre étude :

- Le premier chapitre est dédié à une étude préliminaire de la zone d'étude, permettant de recueillir les informations essentielles.
- Le chapitre II se concentre sur l'estimation des besoins en eau de notre zone d'étude.
- Dans le chapitre III, nous abordons le choix du tracé et réalisons une étude de dimensionnement du réseau d'adduction pour garantir une alimentation efficace en eau.
- Le quatrième chapitre se penche sur l'étude des réservoirs, une composante cruciale du système d'approvisionnement en eau.
- Le chapitre V est consacré à l'étude du pompage.
- Le sixième chapitre porte sur la pose et la protection des canalisations, assurant ainsi la fiabilité et la durabilité du système.
- Le chapitre VII traite de l'organisation du chantier et établit un devis estimatif du projet pour une planification efficace.

Enfin, une conclusion générale mettra fin à notre étude.

Chapitre 1: Présentation de la Zone d'étude

Chapitre 1 : présentation de la zone d'étude

INTRODUCTION :

La présentation de la zone d'étude est un chapitre extrêmement important qui porte sur la description générale de la zone d'étude en considérant, en particulier, sa situation géographique, géologique, climatique, topographique et hydraulique. La collecte de ces données de base va permettre l'élaboration du projet d'alimentation en eau potable de la région ciblée par l'étude.

I.1.localisation géographique :

La région d'étude fait partie de la wilaya de Sétif. Cette dernière se situe à l'Est Algérien, elle a une superficie de 6549.64 kilomètres carrés, soit 0.27 % du territoire national, elle occupe une position centrale, entourée de 6 wilayas. Elle est composée de 60 communes réparties en 20 Daïras.

La zone concernée par le présent projet se compose de quatre agglomérations, comme suit :

Commune Ouled Sabor ; daïra de Guidjel, wilaya de Sétif. Elle délimitée :

- Au Nord, par Mechtat El Melalha
- Au Sud par Guidjel
- A l'Est, par El Eulma
- A l'Ouest, par la commune de Sétif

La nouvelle ville Tiner est une partie de la daïra de Guidjel. Elle délimitée :

- Au Nord, par Bir Ennda
- Au Sud par Kherbet Ben Madani
- A l'Est, par Ouled sabor
- A l'Ouest, par BirEnsa

La zone de Bir Ensa est à 6.3km de la wilaya de Sétif. Elle délimitée :

- Au Nord, par mechtat Reggada
- Au Sud par Ain Trick
- A l'Est, par Bir Ennda
- A l'Ouest, par El Hassi

Dite ''Méga Zone industrielle d'Ouled Sabor'', elle se situe à 10km à l'est de la wilaya de Sétif, d'une superficie de 700 hectares, dont 580 hectares de surface utile. Elle délimitée :

- Au Nord, par Ouled Merouane
- Au Sud par Guidjel
- A l'Est, par El Eulma
- A l'Ouest, par Ouled Sabor

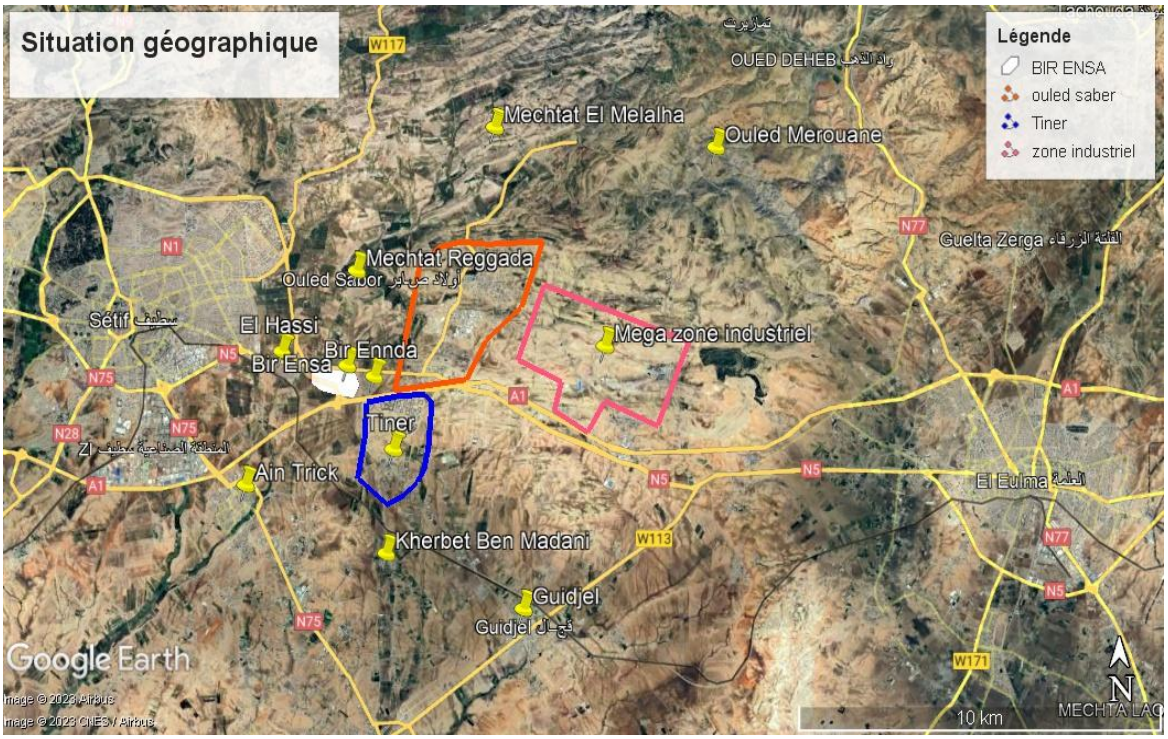


Figure I.1 : Situation géographique de la commune Ouled Sabor, Tiner, Bir Ensa,

Source (Google Earth)

I.2. Situation topographique :

Le périmètre de la wilaya présente une pente d'environ 8% favorisant un écoulement rapide et sans infiltration des eaux de pluies. Les précipitations et l'altitude conditionnent en grande partie l'importance et la variété de la végétation.

La région de Ouled Sabor est située sur une pente maximale de 12.3% et moyenne de 3.8%, avec une altitude minimum de 1050 m, moyenne de 1130m, et maximum de 1240m.

La nouvelle ville Tiner, est située sur une pente maximale de 5.5% et moyenne de 2.0%, et une altitude maximum de 1071 m, moyenne de 1038m, et minimum de 1015m.

La zone de Bir Ensa est située sur une pente maximale de 6.3% et moyenne de 1.9%, et une altitude maximum de 1073 m, moyenne de 1063m, et minimum de 1051m.

Méga Zone industrielle d'Ouled Sabor, est d'une superficie de 700 hectares, dont 580 hectares de surface utile, avec une pente maximale de 11.1% et moyenne de 3.9%, et une altitude maximum de 1173 m, moyenne de 1104m, et minimum de 1025m.

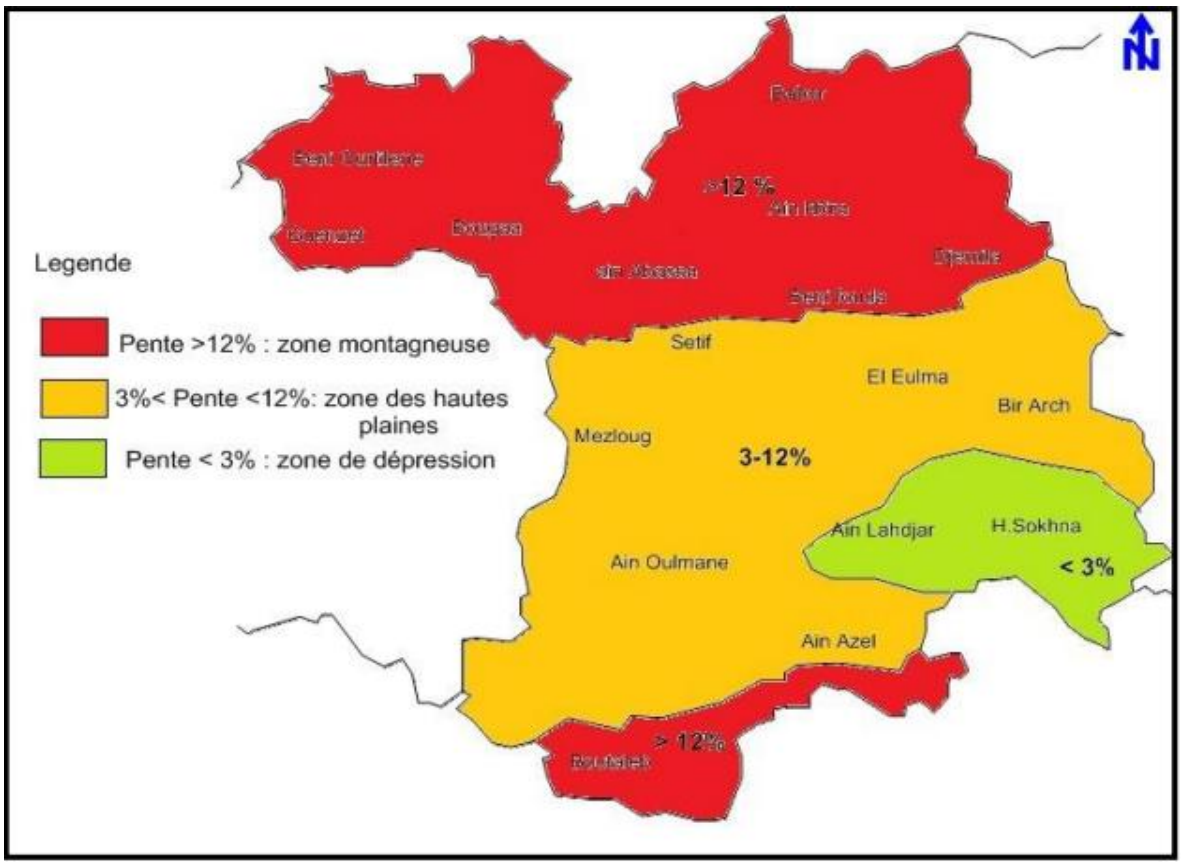


Figure I.2 : Reliefs de la région de Sétif. Source (DSA. 2010).

I.3. Situation hydrogéologique:

I.3.1. Formation de sol :

A l'Est de la wilaya, les sols sont généralement calciques ou calcaires, plus ou moins argileux et schisteux, dont la qualité agricole s'appauvrit du nord vers le sud de wilaya.

Le type d'aquifère est une structure hydrogéologique complexe avec une recharge en milieu de 20 à 100 (mm/an).

I.3.2. Sismicité :

L'Algérie est découpée en quatre zones séismiques, d'après le découpage, la willaya de Sétif se trouve dans la zone deux (2) ; c'est-à-dire une zone à moyenne séismicité, la wilaya de Sétif ne voit pas des grands séismes et le plus récent s'est produit en 1998 son intensité était de 5.46 dans l'échelle MSK.

I.4. Situation climatologique :

La commune d'Ouled Sabor a un hiver froid et pluvieux, car la région connait de fortes chutes de neige pendant de nombreux jours de la saison hivernale, et le début de la saison printanière, alors que la saison estivale est courte et sèche.

I.4.1 Températures :

La répartition des températures mensuelles moyennes enregistrées à la station météo de Sétif est présentée dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Températures mensuelles moyennes à Sétif (1991-2021).

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
°Cmoy	4	5	8	12	16	21	24	24	19	15	9	6
°Cmin	1	1	3	6	10	14	18	18	14	11	5	2
°Cmax	9	10	14	17	22	27	31	31	25	21	14	10

Source: site climat data org Sétif.

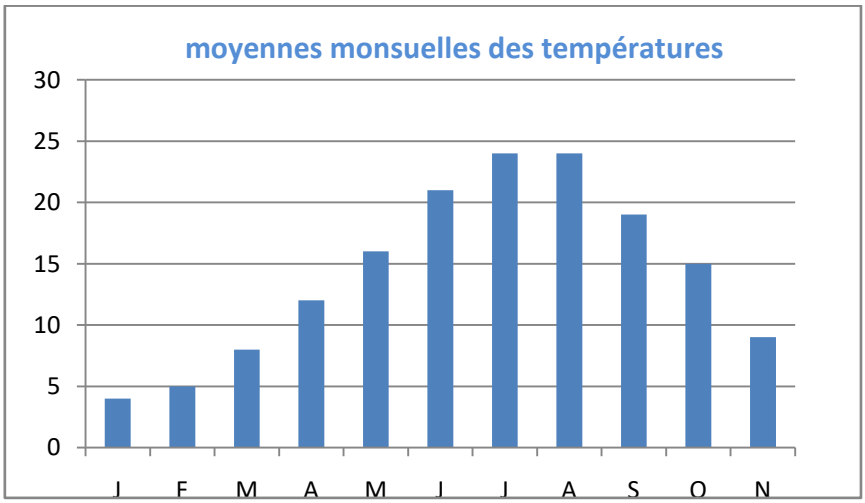


Figure I.3: Températures mensuelles moyennes à Sétif.

La température moyenne du mois le plus froid (janvier) est de 4°C et celle du mois le plus chaud (juillet) est de 24°C.

I.4.2. Précipitations :

A Sétif, les précipitations totalisent 390 millimètres par an, elles sont donc assez faibles. Au mois le moins pluvieux (juillet) elles s'élèvent à 13mm, et pour le plus pluvieux (avril) elles s'élèvent à 45mm. Ces précipitations sont variables en fonction de la période de l'année.

Tableau I.2: Précipitations mensuelles moyennes enregistrées à Sétif (1991-2020)

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Année
Quantité (mm)	40	30	40	45	40	20	13	20	40	30	35	40	390

Source : Climat Data Org Sétif

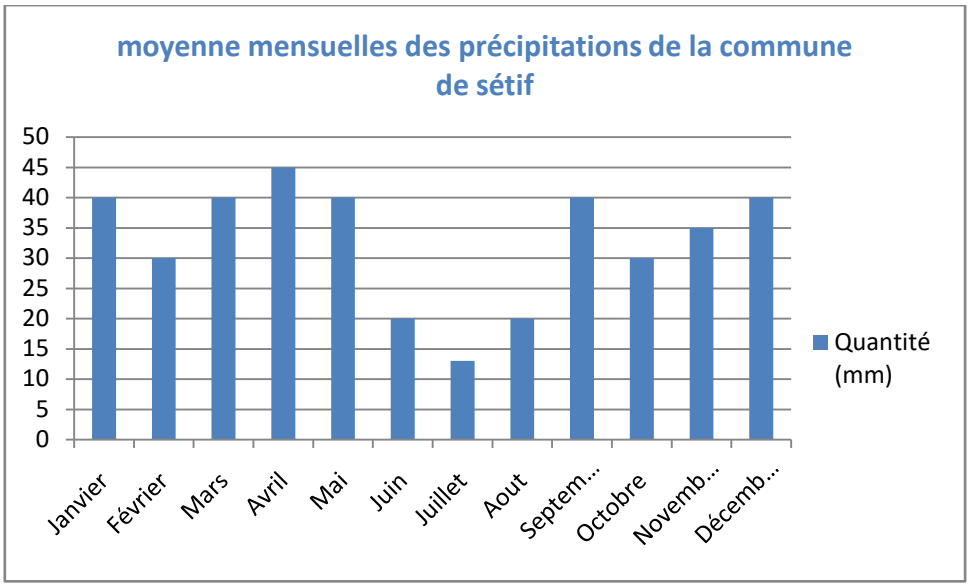


Figure I.4: Précipitations moyennes enregistrées à la station hydrogéologique, Sétif.

I.4.3.Humidité :

L'humidité atmosphérique est plutôt faible, surtout pendant les mois d'été, la valeur la plus basse de l'humidité relative est mesurée en juillet (43.32%). L'humidité relative est la plus élevée en décembre (77.02%). En moyenne, le moins de jours de pluie sont mesurés en juillet (4.27jours), et le mois avec le plus jours pluvieux est avril (10.30jours).

I.4.4. Vent :

Le tableau ci –après représente les vents dominants (selon les enregistrements de la station météo Sétif/Ain-Arnat (DAAS)).

Tableau I.3: Fréquence mensuelles de la direction de vent en % (2022).

	J	**F**	**M**	**A**	**M**	**J**	**J**	**A**	**S**	**O**	**N**	**D**
N	13	11	11	13	13	12	13	11	11	11	10	11
NE	17	13	14	16	34	36	33	29	29	22	12	9
E	2	2	4	5	9	8	8	7	7	5	3	1
SE	2	2	2	2	4	4	3	4	4	3	3	1
S	3	5	7	6	4	5	4	6	6	5	5	3
SO	9	11	14	13	10	9	10	11	11	12	12	9

O	19	20	18	17	8	9	9	11	11	15	20	25
NO	35	36	30	28	18	17	20	21	21	27	35	41

Source : station météo Sétif/Ain-Arnat (DAAS)

La vitesse moyenne de vent sur l'année est de 3 m/s.

I.5. situation démographique :

I.5.1. Population :

Selon l'annuaire statistique de la wilaya de Sétif et conformément à l'année de recensement de 2023 réalisé par la DPAT de la Wilaya, le nombre d'habitants de chaque zone de ce projet, se répartit comme suit :

Tableau I.4: la population actuelle de la zone concernée par l'étude et le taux d'accroissement de cette population

Commune	Population actuelle 2023	Taux d'accroissement (%)
Ouled sabor	20000	2.0
Bir Ensa	18000	2.0
Tiner	60000	2.0

Source : APC Ouled Sabor

I.6.Situation Hydraulique :

1.6.1. Les ressources hydrauliques :

Pour Ouled sabor, en plus de l'alimentation de Tiner, Bir Ensa et la zone industrielle, la ressource en eau provient du système de transfert qui est composé de la station de pompage alimenté par la station de traitement de barrage Mahouane.

1.6.2. Qualité des eaux :

Les analyses des eaux de la station de traitement ont été faites pour évaluer l'état de la qualité des eaux après le traitement, les résultats de ces analyses sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I.5 : Résultats des analyses des prélèvements de la station de traitement d'EL Mahouane (2023).

Paramètres	Analyses	Unité	Résultats	Valeur OMS
Paramètres organoleptiques	Couleur	Mg/l Echelle pt	18	Au maximum 25
Paramètres physicochimiques	Conductivité à 25°C	μS/cm	1158	Au maximum 2800
	Température	°C	17.9	≤15
	Turbidité	NTU	8.90	Au maximum 2
	Concentration en ion hydrogène	PH	8.19	≥6.5 et ≤8,5
Paramètres de pollution	Ammonium (NH_4^-)	Mg/l	0.027	Au maximum 0.5
	Nitrite (NO_2^-)	Mg/l	0	Au maximum 0.2
	Phosphore (P)	Mg/l	0.019	Au maximum 5
	Oxydabilité	Mg/l	2.04	Au maximum 5
Paramètres Bactériologique	Coliformes totaux	NPP	-	-
	Escherichia Coli	n 100 ml	0	20
Minéralisation globale	Chlorures (Cl-)	Mg/l	52.06	500
	Sulfates (SO_4^{2-})	Mg/l	121	400
	Nitrates (NO_3^-)	Mg/l	2.18	50

Source : station de traitement Mahouane

L'eau traitée sera acheminée par pompage vers un réservoir de 40 000 m3 (2x20000m3).

1.6.3. Réseau d'AEP actuel :

Actuellement le réseau d'Ouled sabor est alimenté par deux forages le forage de Bouganja et forage Ain roman, au moyen d'une conduite sortante, type PEHD de diamètre 160mm, à partir du premier forage vers les deux châteaux d'eau situés au nord d'Ouled sabor. A partir du deuxième forage sort une conduite en PEHD d'un diamètre de 110 mm, se dirigeant vers un réservoir.

La zone industrielle d'Ouled sabor n'est pas encore alimenté en eau.

La zone de Bir ensa est alimentée par une conduite de 355mm d'un piquage du réseau d'alimentation en eau potable de l'agglomération chef lieu de Sétif.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires, concernant notre zone d'étude des points de vue géographique, topographique, géologique, climatologique, démographique, ainsi que la situation hydraulique, qui représentent les données de base pour l'élaboration de notre projet.

Chapitre 2: Estimation des besoins en eau potable

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau potable

INTRODUCTION :

A travers ce chapitre, nous essayons de faire une évaluation des besoins en eau potable des agglomérations concernées par l'étude. Cela, à la suite d'une estimation de leurs populations pour un horizon fixé à 2053.

II.1. Estimation de la population à différents horizons :

La population est estimée pour les différents horizons de calcul par la relation :

$$\boldsymbol{Pn = P0(1+\tau)^n}$$

Pn : population future à l'horizon ''n=2053''.

P0 : population actuelle.

τ: Taux d'accroissement qui est égal a 2.0 % (selon APC de Ouled Sabor).

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

La variation de la taille de la population, pour les différents horizons d'étude et pour chaque région de notre zone d'étude, est représentée dans le tableau suivant :

Tableau II.1: Evolution de la population d'Ouled Sabor à différents horizons.

Agglomérations	**2008 référence**	**2023 Actuelle**	**2028 Court terme**	**2040 Moyen terme**	**2053 Longe terme**
Ouledsabor	12510	20000	22081	28004	36227

Les résultats calculés dans le tableau sont illustrés dans la figure suivante :

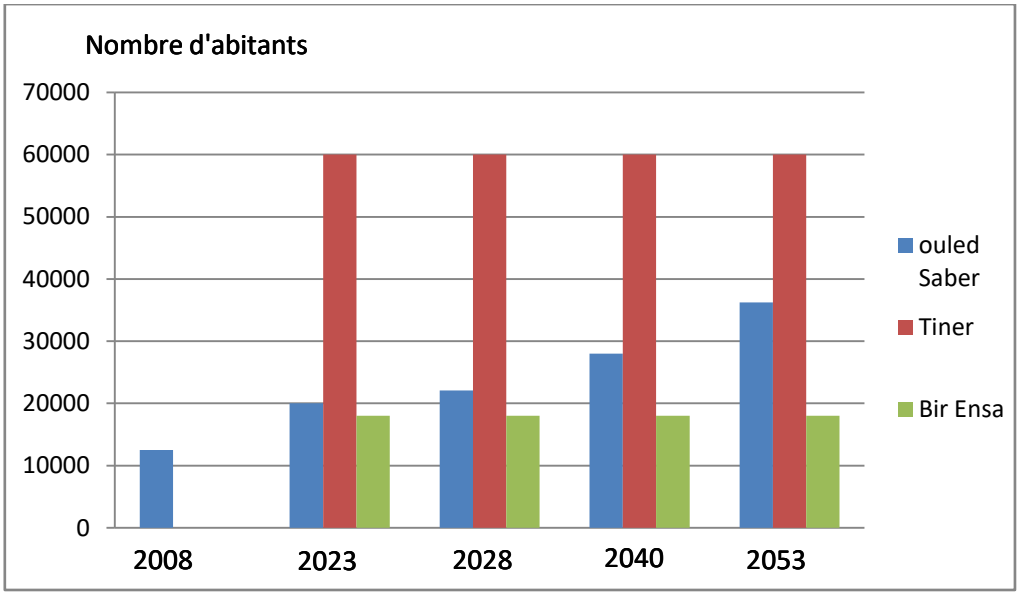


Figure II.1 : Evolution de la population de la zone d'étude à différents horizons.

II.2. Estimation des besoins en eau :

II.2.1. Choix de la dotation domestique :

La dotation est définie selon le plan national de l'eau (PNE) comme étant la quantité moyenne d'eau consommée par jour et par usager formant le type de consommateur.

Dans ce contexte, il convient d'adopter une dotation de **150 l/j/hab**.

II.2.2. Besoins domestiques :

La consommation moyenne journalière domestique est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{Qmoy,j} = \frac{N*Dot}{1000}\mathbf{(m3\ /j)}$$

Tel que :

Qmoy, j : consommation moyenne journalière en m3 /j.

N : nombre d'habitant (hab).

Dot : dotation journalière en l/j/hab.

Tableau II.2: Estimation des débits moyens domestiques.

Agglomérations	Population en 2053	Dotation (l/j/hab)	Débit domestique (m3 /j)
Ouled sabor	36227	150	5434.05
Tiner	60000		9000
Bir Ensa	18000		2700
Total	114227		17134.05

II.2.3. Besoins d'équipements :

Les besoins publics sont estimés par l'application directe aux dotations unitaires domestiques un coefficient de majoration de 20% pour chaque commune de notre zone d'étude donné par CTH.

Tableau II.3 : Les différents besoins en eau des zones d'activités de la ville d'Ouled Sabor' Mega Zone'.

Zones d'activités artisanales	Superficie (hec)	Dotation (m^3/j/hec)	Besoin en eau (m^3/j)
85 lots	18	1.5	27.04
136 lots	50	4	200.175
225 lots	17	1.5	25.602

Source : APC d'Ouled Sabor.

Tableau II.4 : Les différents besoins en eau d'une gendarmerie à la ville d'Ouled Sabor.

nombre de gendarme	Dotation (l/j/gend)	besoin en eau (l/j)	besoin en eau (m3/j)
600	40	24000	24

Source : CTH W. Sétif.

Les résultats de calculs des besoins d'équipements sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau II.5: Estimation des débits moyens des équipements.

Agglomération	Débit domestique (m3 /j)	Coefficient de majoration %	Débit d'équipement (m3 /j)
Ouled sabor	5434.05	20%	1086.81
Tiner	9000		1800
Bir Ensa	2700		540

Source : CTH w. Sétif

Tableau II.6: Estimation des débits moyens des équipements totale.

Agglomération	Débit d'équipement (m3 /j)
Ouled Sabor	1363.627
Tiner	1800
Bir Ensa	540
Totale	**3703.627**

- Pour la Mega Zone industrielle d'Ouled Sabor a un besoin de 10000m3/j. (source : CTH, Sétif)

II.2.4. Besoins moyens journalier en eau :

La consommation moyenne journalière de notre agglomération est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des consommations journalières totales.

Agglomérations	Débit domestique (m3 /j)	Débit d'équipement (m3 /j)	Débit moyen journalier (m3/j)
OuledSabor	5434.05	1363.627	6797.677
Tiner	9000	1800	10800
BirEnsa	2700	540	3240
Total	17134.05	**3703.627**	**20837.677**

A l'horizon 2053, les besoins moyens journalier sont estimés à **20837.677m3/j,** soit un débit de **241.18l/s.**

Le débit de fuite est estimé à 15 % du débit moyen journalier

II.3. Les variations des débits Journaliers :

Au cours de l'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale.

II.3.1. Coefficient d'irrégularité journalière maximal :

C'est le rapport entre la consommation journalière maximale et moyenne, il nous indique de combien de fois la consommation maximale dépasse la consommation moyenne journalière.

Nous pouvons écrire :

$$\mathbf{Kmax,j}=\frac{Qmax,j}{Qmoy,j}$$

- **Qmax, j :** consommation maximale journalière (m3 /j).
- **Qmoy, j :** consommation moyenne journalière (m3 /j).

Avec : **Kmax, j** = [1,1 – 1,3].

On prend **Kmax, j = 1,3**

II.3.2. Débit maximal journalier :

Le débit maximum journalier est définit comme étant le débit d'une journée de l'année où la consommation est maximale.

Qmax, j = Kmax, j × Qmoy, j

D'où : Qmax, j = 1,3 × Qmoy, j

Les résultats d'évaluation de la consommation maximale journalière sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.8: Evaluation des débits maximaux journaliers.

Agglomération	**Qmoy, j (m3 /j)**	**Qmax, j (m3 /j)**
Ouled Sabor	7817.329	10162.53
Tiner	12420	16146
BirEnsa	3726	4843.8
Total	23963.329	31152.33

II.3.3. Coefficient d'irrégularité journalière minimal :

Représente le rapport entre la consommation journalière minimale et moyenne, il nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Nous pouvons écrire :

Kmin,j= $\frac{Qmin,j}{Qmoy,j}$

- **Qmin, j :** consommation minimale journalière (m3 /j).
- **Qmoy, j :** consommation moyenne journalière (m3 /j).

Avec : **Kmin, j = [0,7 – 0,9].**

On prend : **Kmin, j = 0,8**

II.3.4. Débit minimal journalier :

C'est le débit du jour de la plus faible consommation pendent l'année :

Qmin, j = Kmin, j × Qmoy, j

D'où : Qmin, j = 0,8 × Qmoy, j

Les résultats d'évaluation de la consommation minimale journalière sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.9: Evaluation des débits minimaux journaliers.

Agglomération	**Qmoy, j (m3 /j)**	**Qmin, j (m3 /j)**
OuledSabor	7817.329	6253.86
Tiner	12420	9936
BirEnsa	3726	2980.8
Total	23963.329	19170.66

II.4. Variation des débits horaires :

II.4.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

Qmoy,h= $\frac{Qmax,j}{24}$

Avec :

- **Qmoy, h :** débit moyen horaire (m3 /h).
- **Qmax, j :** débit maximum journalier (m3 /j).

II.4.2. Débit maximal horaire :

Il est déterminé par la relation suivante :

Qmax, h = Kmax, h × Qmoy, h

Avec :

- **Qmoy, h :** débit moyen horaire (m3 /h).
- **Kmax, h :** coefficient d'irrégularité maximale horaire.

- **Coefficient d'irrégularité maximale horaire :**

Représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : αmax et βmax.

Tel que :

Kmax, h = $\boldsymbol{\alpha}$max × $\boldsymbol{\beta}$max.

Avec :

- **$\boldsymbol{\alpha}$max :** Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas, nous adoptons un coefficient : **$\boldsymbol{\alpha}$max = 1,3.**

- **$\boldsymbol{\beta}$max :** Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

II.4.3. Débit minimal horaire :

Il est déterminé par la relation suivante :

Qmin, h = Kmin, h × Qmoy, h

Avec :

- **Qmoy, h** : débit moyen horaire (m3 /h).
- **Kmin, j** : coefficient d'irrégularité minimale horaire.

- **Coefficient d'irrégularité minimale horaire :**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire, tel que :

$$\mathbf{K_{min,\,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min}.}$$

Avec :

- $\boldsymbol{\alpha}$**min** : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail. Il varie de 0,4 à 0,6

Pour notre cas on prend : $\boldsymbol{\alpha}$min = 0,6

- $\boldsymbol{\beta}$**min**: Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Les calculs sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau II.10 : Calculdes débits maximaux horaires.

Agglomération	**Population en 2053**	**α max**	**β max**	**Kmax,h**	**Qmoy,h (m3/h)**	**Qmax,h (m3/h)**
Ouled Sabor	36227	1.3	1.1	1.43	423.439	605.52
Tiner	60000	1.3	1.1	1.43	672.75	962.03
Bir Ensa	18000	1.3	1.2	1.56	201.825	314.85
Total	114227	1.3	1.03	1.34	1298.014	**1738.04**

Tableau II.11: Calculdes débits minimaux horaires.

Agglomération	**Population en 2053**	**α min**	**β min**	**Kmin,h**	**Qmoy,h (m3/h)**	**Qmin,h (m3/h)**
Ouled Sabor	36227	0.6	0.7	0.42	423.439	177.84
Tiner	60000	0.6	0.7	0.42	672.75	282.56
Bir Ensa	18000	0.6	0.5	0.3	201.825	60.55
Total	114227	0.6	0.83	0.498	1298.014	**646.41**

II.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants.

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Tel que : $$Qh = (Ch\% \times Qmax, j) /100$$

- **Qh**: Débit horaire nécessaire (m3 /h).
- **Qmax, j** : Débit maximal journalier (m3 /j).
- **Ch%**: pourcentage horaire.

Notre zone d'étude comprend trois (03) agglomérations, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles.

A l'horizon 2053 :

- Les deux agglomérations à savoir Ouled Sabor, Bir Ensa ont des nombres d'habitants entre 10000 et 50000, donc ces consommations oscillent selon la deuxième colonne de répartition horaire.
- L'agglomération de la ville de Tiner à un nombre d'habitants compris entre 50000 et 100000 correspondent à la troisième colonne de répartition.

Les résultats de calcul de la variation de la consommation par heure sont donnés dans les tableaux : II.15, II.16, II.17.

Tableau II.12: Variation des débits horaires de la ville d'Ouled Sabor.

Heures	**Qmax, j** =10162.53**m3/j**		**Consommation cumulée**	
H	**%**	**M3/h**	**%**	**M3/h**
0-1	1.5	152.43795	1.5	152.43795
1-2	1.5	152.43795	3	304.8759
2-3	1.5	152.43795	4.5	457.31385
3-4	1.5	152.43795	6	609.7518
4-5	2.5	254.06325	8.5	863.81505
5-6	3.5	355.68855	12	1219.5036
6-7	4.5	457.31385	16.5	1676.8175
7-8	5.5	558.93915	22	2235.7566
8-9	**6.25**	**635.15813**	**28.25**	**2870.9147**
9-10	**6.25**	**635.15813**	**34.5**	**3506.0729**
10-11	**6.25**	**635.15813**	**40.75**	**4141.231**
11-12	**6.25**	**635.15813**	**47**	**4776.3891**
12-13	5	508.1265	52	5284.5156
13-14	5	508.1265	57	5792.6421
14-15	5.5	558.93915	62.5	6351.5813
15-16	6	609.7518	68.5	6961.3331
16-17	6	609.7518	74.5	7571.0849
17-18	5.5	558.93915	80	8130.024
18-19	5	508.1265	85	8638.1505
19-20	4.5	457.31385	89.5	9095.4644
20-21	4	406.5012	93.5	9501.9656
21-22	3	304.8759	96.5	9806.8415
22-23	2	203.2506	98.5	10010.092
23-24	1.5	152.43795	100	10162.53

Le débit de pointe Qmax,h pour Ouled Sabor est de **635.15813m3 /h** et survient entre 8h et 12h.

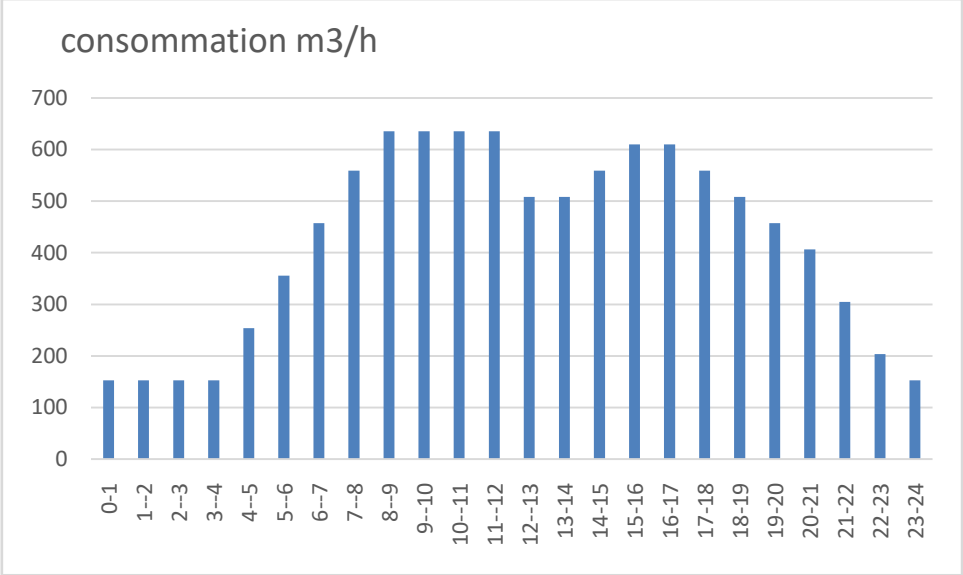


Figure II.2 : Histogramme de consommation d'Ouled Sabor

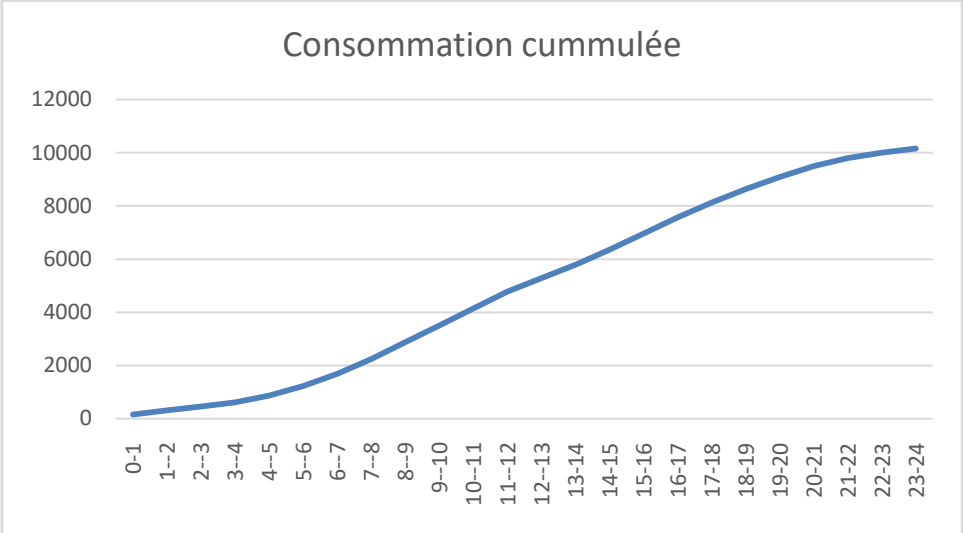


Figure II.3: la courbe de cumule la consommation d'Ouled Sabor.

Tableau II.13: Variation des débits horaires de la ville Tiner.

Heures	**Qmax, j =**16146**m3/j**		**Consommation cumulée**	
H	**%**	**M3/h**	**%**	**M3/h**
0-1	1.5	242.19	1.5	242.19
1-2	1.5	242.19	3	484.38
2-3	1.5	242.19	4.5	726.57
3-4	1.5	242.19	6	968.76
4-5	2.5	403.65	8.5	1372.41
5-6	3.5	565.11	12	1937.52
6-7	4.5	726.57	16.5	2664.09
7-8	5.5	888.03	22	3552.12
8-9	**6.25**	**1009.125**	**28.25**	**4561.245**
9-10	**6.25**	**1009.125**	**34.5**	**5570.37**
10-11	**6.25**	**1009.125**	**40.75**	**6579.495**
11-12	**6.25**	**1009.125**	**47**	**7588.62**
12-13	5	807.3	52	8395.92
13-14	5	807.3	57	9203.22
14-15	5.5	888.03	62.5	10091.25
15-16	6	968.76	68.5	11060.01
16-17	6	968.76	74.5	12028.77
17-18	5.5	888.03	80	12916.8
18-19	5	807.3	85	13724.1
19-20	4.5	726.57	89.5	14450.67
20-21	4	645.84	93.5	15096.51
21-22	3	484.38	96.5	15580.89
22-23	2	322.92	98.5	15903.81
23-24	1.5	242.19	100	16146

Le débit de pointe Qmax,h pour Tiner est de **1009.125m3 /h** et survient entre 8h et 12h.

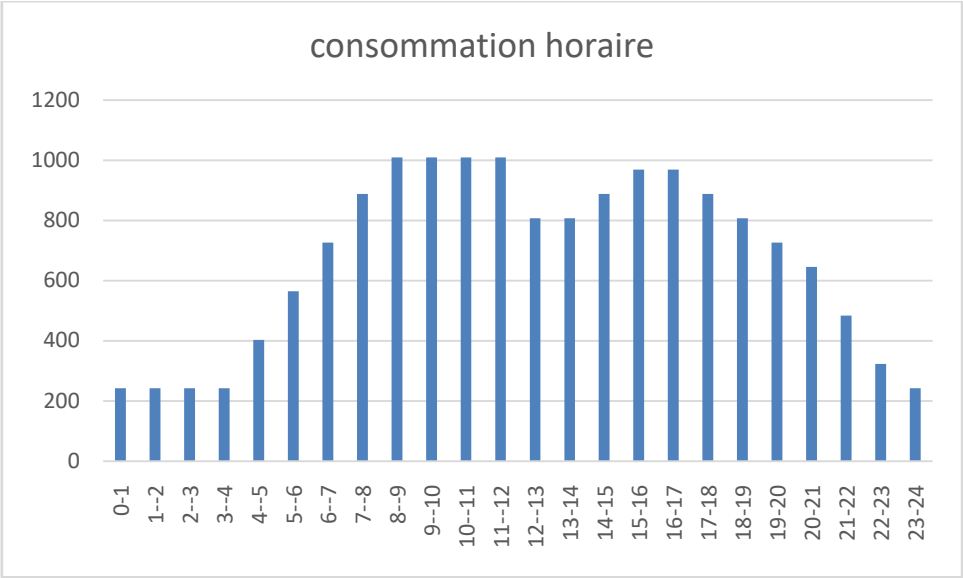


Figure II.4 : Histogramme de consommation de Tiner.

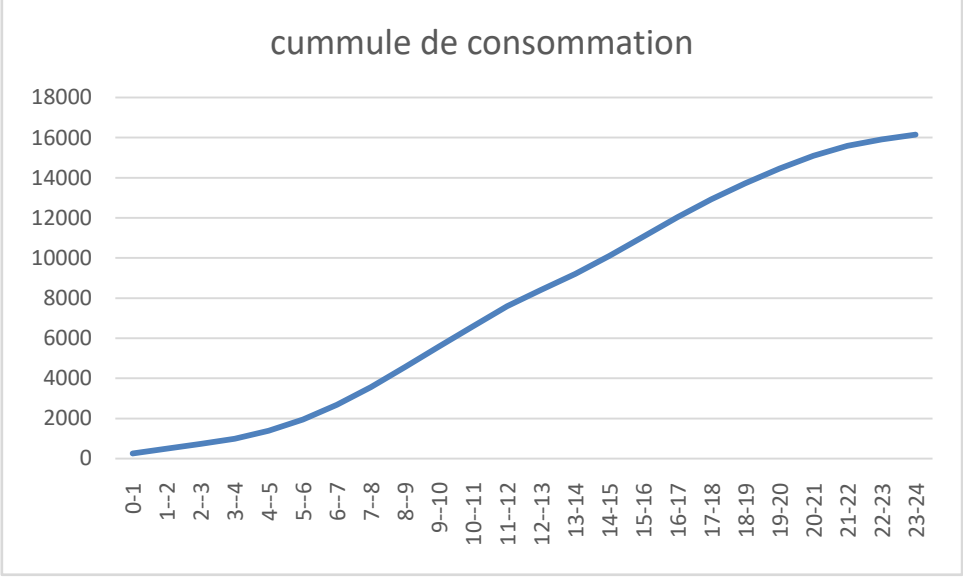


Figure II.5: la courbe de cumule la consommation de Tiner.

Tableau II.14: Variation des débits horaires de la ville Bir Ensa.

heures	**Qmax, j** =4843.8**m3/j**		**Consommation cumulée**	
H	**%**	**M3/h**	**%**	**M3/h**
0-1	1.5	72.657	1.5	72.657
1-2	1.5	72.657	3	145.314
2-3	1.5	72.657	4.5	217.971
3-4	1.5	72.657	6	290.628
4-5	2.5	121.095	8.5	411.723
5-6	3.5	169.533	12	581.256
6-7	4.5	217.971	16.5	799.227
7-8	5.5	266.409	22	1065.636
8-9	**6.25**	**302.7375**	**28.25**	**1368.3735**
9-10	**6.25**	**302.7375**	**34.5**	**1671.111**
10-11	**6.25**	**302.7375**	**40.75**	**1973.8485**
11-12	**6.25**	**302.7375**	**47**	**2276.586**
12-13	5	242.19	52	2518.776
13-14	5	242.19	57	2760.966
14-15	5.5	266.409	62.5	3027.375
15-16	6	290.628	68.5	3318.003
16-17	6	290.628	74.5	3608.631
17-18	5.5	266.409	80	3875.04
18-19	5	242.19	85	4117.23
19-20	4.5	217.971	89.5	4335.201
20-21	4	193.752	93.5	4528.953
21-22	3	145.314	96.5	4674.267
22-23	2	96.876	98.5	4771.143
23-24	1.5	72.657	100	4843.8

Le débit de pointe Qmax,h pour Bir Ensa est de **302.7375m3 /h** et survient entre 8h et 12h.

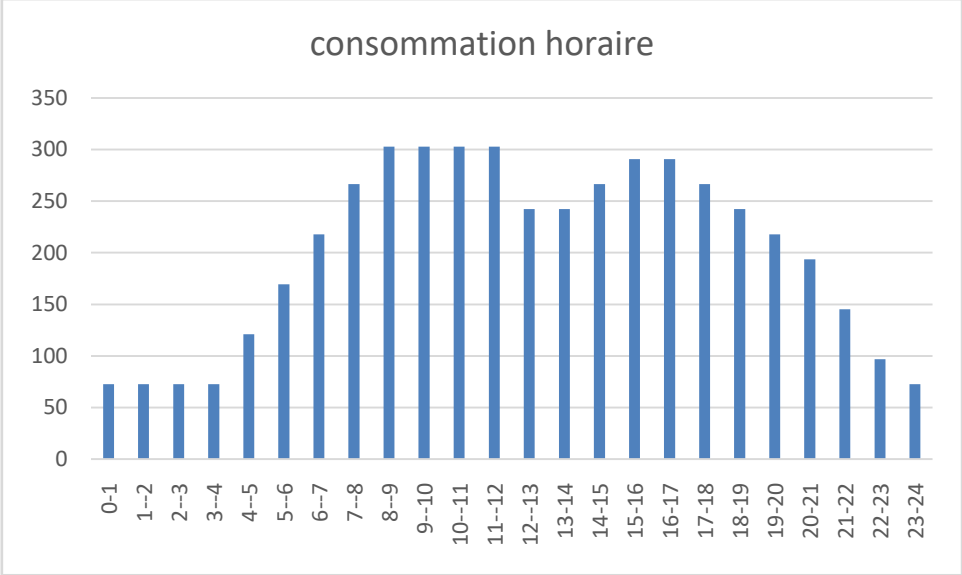


Figure II.6 : Histogramme de consommation de Bir Ensa.

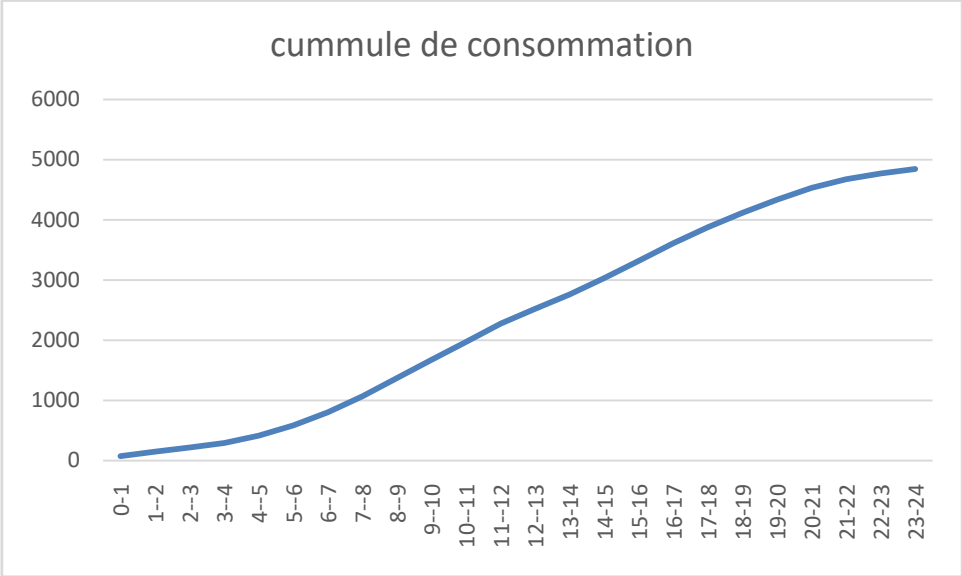


Figure II.7: la courbe de cumule la consommation de Bir Ensa.

II.6. Calcul de déficit de consommation :

Les localités d'Ouled sabor et Bir Ensa connaissent un débit faible d'alimentation.

Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2053), il nous convient de déterminer le déficit par lequel nous dimensionnons le réseau d'adduction.

Le tableau ci-dessous représente le déficit pour chaque localité.

Tableau II.15 : Tableau des déficits à l'horizon 2053.

zone	Ouled Sabor + Mega Zone	Tiner	Bir Ensa	Total
Ressources disponible (m3/j)	720	0	9072	9792
Demande en eau à l'horizon 2053(m3/j)	20162.53	16146	4843.8	41152.33
Déficit (m3/j)	-19442.53	-16146	4228.2	**-31360.33**

D'après les résultats de tableau le débit donné à la ville de Bir Ensa est suffisant.

Le débit par lequel on dimensionne notre réseau, pour l'horizon 2053, est de **35588.53m3/j.**

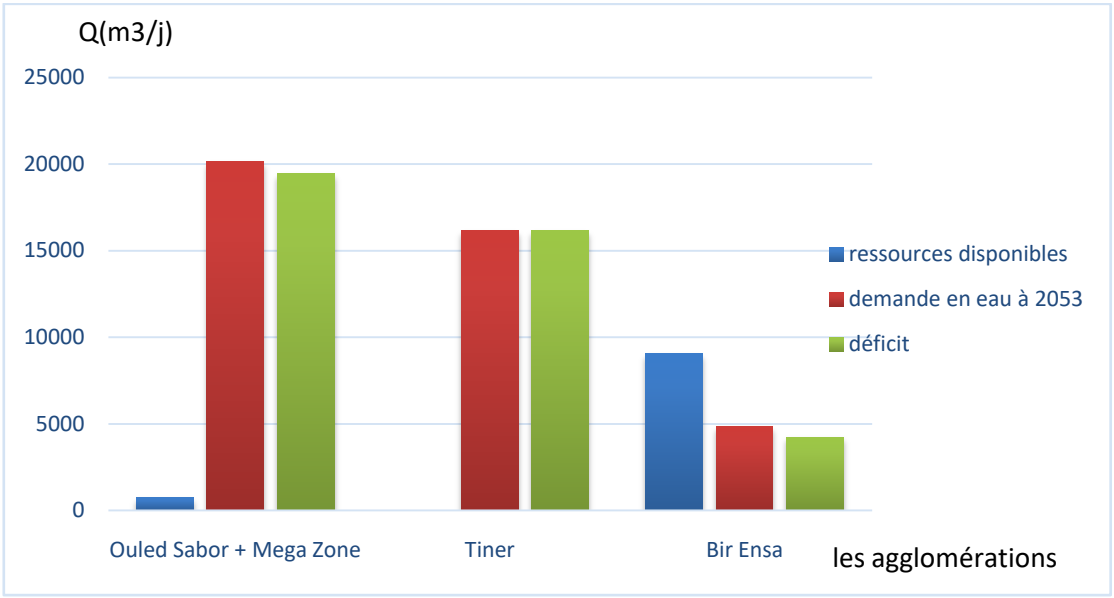


Figure II.8 : Bilan ressources disponibles – demande à l'horizon 2053 pour chaque région.

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'évaluer les besoins en eau potable de toutes les agglomérations concernées par l'étude.

Le débit total d'exploitation est un débit très faible 9792m3 /j, donc pour combler les besoins en eau estimés, à l'horizon de projet 2053, et qui sont de 41152.33m3 /j, il est nécessaire de transférer la quantité qui manque à partir du barrage EL Mahouane.

Chapitre III:
Etude de l'adduction

Chapitre 3 : Etude de l'adduction

Introduction :

Dans ce chapitre, on va effectuer le dimensionnement du réseau d'adduction que nous proposons pour l'approvisionnement en eau potable de notre région d'étude. En conséquence, l'objectif est de transporter de l'eau potable depuis le réservoir de stockage vers les points considérés de notre zone de projet.

III.1. type d'adduction : [1]

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

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

III.1.1. Adduction gravitaire

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. L'écoulement peut être en charge, ou à surface libre.

III.1.2. Adduction par refoulement

Adduction où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, et l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydrauliques.

III.1.3. Adduction mixte

Adduction lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire recevant l'eau gravitairement (ou par refoulement), et que cette eau est par la suite refoulée (ou envoyée gravitairement) vers le réservoir de l'agglomération.

III.2. Adduction et types d'écoulement: [2]

Il existe a deux types d'écoulement :

III.2.1.Ecoulement a surface libre

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires seulement, Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente.

III.2.2.Ecoulement en charge

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

III.3.choix de tracé

III.3.1. Critères du choix

Dans le choix de tracé, il faut respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- Le tracé doit être le plus court que possible du point de vue économique, et le plus direct possible.
- Choisir un terrain stable le long du tracé.
- Choisir un site accessible
- Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu aux points hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer.
- Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux, les traversées d'Oueds, les routes et les voies ferrées.
- Tenir compte du profil en long, avec les coudes largement ouverts pour éviter les butées importantes.
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux.
- Prévoir au moins un réseau électrique

III.3.2. Description de tracé de l'adduction

Le point de départ de l'adduction est le réservoir 40000 m3, alimenté par la station de pompage de barrage El Mahouane, qui assure la mise en charge nécessaire pour alimenter le réservoir situé à une cote terrain de 1210mNGA.

La conduite d'adduction sortant du réservoir descendra tout droit jusqu'à une côte de 1199 m, puis tournera vers le côté ouest pour éviter les hauteurs, jusqu'à un point de piquage 1 de 1105 m d'altitude.

A partir du point de piquage 1, une conduite descendra tout droit vers les réservoirs d'alimentations de la daïra de Sétif, un autre point de piquage est prévu sur une côte de 1116m, la conduite sortira de ce point, descendra le long de la route jusqu'à une élévation de 1084m, ou elle prendra le coté Est pour alimenter la bâche de Bir Ensa située à une cote de 1072m.

Une deuxième conduite relie le point de piquage 1 à celui prévu à une élévation de 1106m, pour la conduite d'El Eulma.

La troisième conduite prendra le côté Est jusqu'à une élévation de 1160m, ou elle descendra le long de la route jusqu'à une côte de 1112m, puis elle tourne vers le côté Est en suivant directement la route jusqu'a une cote de 1100m. Ensuite, elle prendra vers le nord et tournera à l'ouest jusqu'au réservoir situé a Ouled Sabor a une cote terrain de 1140m.

Deux conduites émergeront du réservoir de Ouled Sabor, l'une d'entre elle descendra pour approvisionner en eau la bâche à Tiner de côte 1069m. L'autre conduite gravitera jusqu'à la

bâche d'aspiration de la station de pompage. De là, la conduite de la station de pompage prendra la

Direction Est et montera jusqu'au point de piquage 2 situé à une cote de 1248 mètres, À partir de là, une conduite contenue pour remplir le réservoir existant d'Ouled Sabor d'une capacité de 2000m3, situé à une cote de trop plein de 1248m. Depuis le point de piquage 2, une autre conduite descendra gravitairement vers le réservoir projeté de la mega zone industrielle, situé à une altitude de 1153 m.

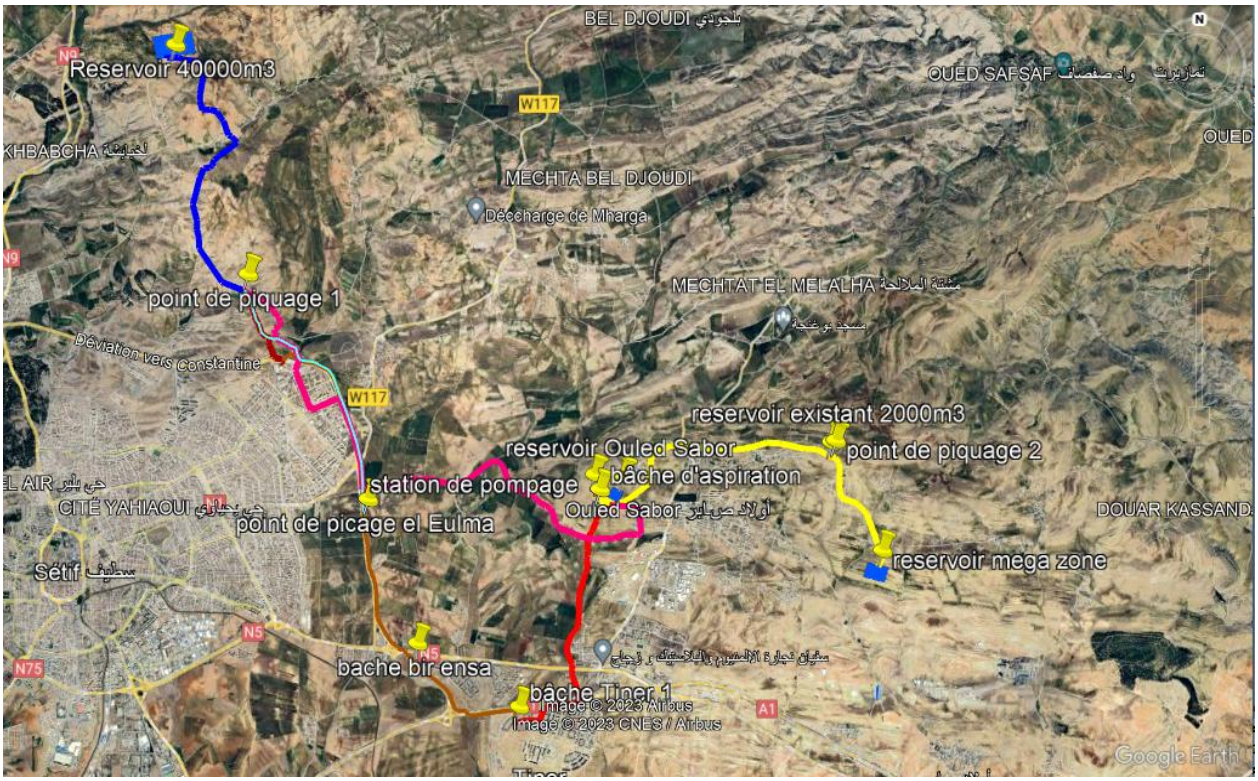


Figure III.1: Tracé de l'adduction de transfert 40000 m3 vers Ouled Sabor et la Mega zone, Tiner et Bir Ensa**.**

III.4. Le choix de matériau de la conduite

Le choix du matériau des conduites est basé sur une évaluation approfondie de plusieurs critères, visant à garantir l'efficacité, la durabilité et la rentabilité du système de distribution d'eau. Les principaux facteurs pris en compte lors de cette décision sont :

- Résistance mécanique
- Adaptation au terrain de pose
- Facilité d'installation
- Capacité de débit et de pression
- coûts
- la disponibilité sur le marché local

Différents types de conduites sont utilisés dans les réseaux d'approvisionnement en eau, on utilise l'acier, le béton, la fonte, pour les grands diamètres avec des pressions qui dépassent les 10 bars. Et pour la distribution, il est recommandé d'utiliser le PEHD (polyéthylène à haute densité) et le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié).

- **Conduites en fonte :** Ces conduites sont robustes et résistantes à la pression. Elles sont utilisées pour le transport d'eau potable et d'eau traitée.
- **Conduites en PVC:** Les conduites en PVC sont couramment utilisées pour les réseaux d'eau potable et d'irrigation en raison de leur résistance à la corrosion et de leur facilité d'installation.
- **Conduites en PEHD :** Les conduites en PEHD sont flexibles, résistantes à la corrosion et conviennent aux zones sujettes à des variations du sol. Elles sont également utilisées pour l'eau potable et l'irrigation.
- **Conduites en acier :** Les conduites en acier sont utilisées pour les grands projets d'approvisionnement en eau, notamment pour le transport de grandes quantités d'eau sur de longues distances.
- **Conduites en béton :** Les conduites en béton sont solides et durables. Elles sont souvent utilisées pour les grandes canalisations d'eau brute et d'eau traitée.

Dans notre adduction, nous optons pour le PEHD et l'acier, vu les avantages qu'ils présentent à savoir :

- Résistance aux charges
- Réduction des pertes d'eau
- Facilité d'entretien
- Polyvalence
- Durabilité
- Résistance à la corrosion

III.5. calcul hydraulique [1]

III.5.1. Cas gravitaire

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

$$\Delta Ht = \frac{k' \times Le \times Q^{\beta}}{Dav^{m}} \qquad \textbf{(III.1)}$$

ΔHt : perte de charge totale (m)

K' : coefficient de perte de charge

Le : longueur équivalente de la conduite (m)

$$\boldsymbol{Le = Lg + Le\varepsilon} \qquad \textbf{(III.2)}$$

$\boldsymbol{Lg}$: Longueur géométrique de la conduite (m)

Leε : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

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

$$\boldsymbol{\Delta Ht = 1{,}10 \times \Delta hPlin \Rightarrow Le = 1{,}10 \times Lg} \qquad \textbf{(III.3)}$$

ΔHt : perte de charge totale (m)

$\boldsymbol{\Delta hPlin}$**:** Perte de charge linéaire (m)

Q : Débit véhiculé par la conduite (m3 /s)

Dav : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m)

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Pour les coefficients K', **β**, m, sont données dans le tableau III.1selon le type de matériau :

Tableau III.1 : coefficients K', m, **β**, pour différant 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

Le diamètre à calculer pour la conduite gravitaire est :

$$\textbf{Dav} = \sqrt[m]{\frac{K' \times Le \times Q^{\beta}}{\Delta Ht}} \qquad \textbf{(III.4)}$$

Pour la conduite en fonte on prend : K'= 0.00179, m= 5.3, β=2.

Pour les conduites en PEHD on prend : K'= 0,001052, m= 4.772, β=2.

Tel que :

$$\mathbf{Q= V\times S} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Q = V \times \frac{\pi\times D^2}{4}} \Rightarrow \mathbf{V= \frac{4\times Q}{\pi\times D^2}} \qquad \textbf{(III.5)}$$

Q : débit véhiculé par l'adduction (m3 /s).

S : section de la canalisation (m2).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

D : diamètre de la conduite (m).

III.5.2. Cas de refoulement :

Pour le cas de refoulement, il existe diverses techniques ou formules pour le calcul des diamètres économiques:

- Formule de BRESS : $\mathbf{Dec = 1{,}5 \times \sqrt{Q}}$ **(III.6)**

-Formule de BONNIN : $\mathbf{Dec = \sqrt{Q}}$ **(III.7)**

Avec :

Dec : diamètre économique de la conduite (m)

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

Remarque : la formule de Bresse et BONNIN valable que pour les petits projets

III.5.2.1. Calcul technico-économique

Hauteur manométrique totale :

Elle est calculée par la formule suivante :

$$\mathbf{HMT= Hg+\sum \Delta h} \qquad \textbf{(III.8)}$$

Hg: la différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m)

Δh : la somme des pertes de charges linéaires et singulières (m)

Tel que :

$$\mathbf{\Delta Ht = 1{,}10\times \Delta hPlin} \qquad \textbf{(III.9)}$$

D'où **:**

$$\Delta \boldsymbol{hPlin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \text{(Formule de DARCY-WEISBAKH)} \quad \textbf{(III.10)}$$

$\Delta \boldsymbol{hPlin}$ **:** Perte de charge linéaire (m)

$\boldsymbol{g}$ **:** Accélération de la pesanteur (m/s²)

$\boldsymbol{Q}$ **:** Débit à refouler (m3 /s)

$\boldsymbol{L}$ **:** Longueur géométrique de la conduite (m)

$\boldsymbol{\lambda}$ **:** Coefficient de frottement

Tel que : est obtenu par la formule de Nikuradzé suivante :

$$\boldsymbol{\lambda} = (1,14 - 0,86 \text{Ln} \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad \textbf{(III.11)}$$

$\boldsymbol{\varepsilon}$ **:** rugosité absolue de la conduite **(PNE : plan national de l'eau).**

III.5.2.2. La puissance absorbée par la pompe :

$$\mathbf{P} = \frac{\rho \times g \times HMT \times Q}{\eta} \quad \textbf{(III.12)}$$

P: Puissance absorbée par la pompe (W)

$\boldsymbol{g}$ **:** Accélération de la pesanteur (m/s²)

ρ: Masse volumique de l'eau (Kg/m3)

HMT : Hauteur manométrique totale (m)

$\boldsymbol{Q}$ **:** Débit à refouler (m3 /s)

η **:** rendement de la station de pompage, tel que :

$$\eta = \eta p . \eta m . \eta re . \eta acc \quad \textbf{(III.13)}$$

η**p :** Rendement de la pompe (72%)

η**m:** Rendement du moteur (85%)

η**re:** Rendement du réseau électrique (98%)

η**acc:** Rendement de l'accouplement (100%)

III.5.2.3. Energie consommée par le pompage :

C'est l'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année

$$\mathbf{E = P \times t \times 365} \quad \textbf{(III.14)}$$

E : l'énergie consommée pendant une année (Kwh)

P : la puissance de pompage (Kw)

t : le temps de pompage par jour (h). Dans notre cas t=20 h.

III.5.2.4. frais d'amortissements :

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

$$\mathbf{Fam = Prc \times A} \qquad \mathbf{(III.15)}$$

Prc : prix de la conduite (DA)

A : Amortissement annuel, tel que :

$$\mathbf{A} = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \qquad \mathbf{(III.16)}$$

i: Taux d'annuité (i=8%)

n: nombres d'années d'amortissement (n=30ans)

Alors : $\mathbf{A} = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30}-1} + 0.08 = 0.088 \Rightarrow \mathbf{A = 0.088}$

III.5.2.5. frais d'exploitation :

Les frais d'exploitations sont exprimés par la formule suivante :

$$\mathbf{Fex = E \times e} \qquad \mathbf{(III.17)}$$

E : énergie consommée par la pompe par année (Kwh)

e : prix unitaire d'un Kwh,

e= 4.28DA (SONALGAZ, Sétif)

III.6.Dimensionnement de l'adduction

III.6.1.Dimensionnement de l'adduction gravitaire

Les longueurs des différents tronçons, dans ce cas, sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Longueurs des tronçons de l'adduction gravitaire

Tronçons	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
Réservoir 40000m3– Point de piquage 1	4555	5010
Point de piquage1– réservoir Ouled Sabor	10027	11030
réservoir Ouled Sabor– bâche Tiner	4218	4640
réservoir OuledSabor– bâche d'aspiration	138	152
Point de piquage 2– réservoir existant Ouled Sabor (R2)	46	51
Point de piquage 2– réservoir Mega zone	1864	2050

III.6.1.2. méthode analytique de calcule des diamètres avantageux :

- **Tronçon réservoir 40000m3 – point de piquage 1 :**

- La charge disponible entre le réservoir tampon et le point de piquage 1:

$$\Delta Hd = Crad.T - Cpp \qquad \textbf{(III.18)}$$

ΔHd : la charge disponible

Crad.T : la côte du radier du réservoir tampon

Cpp: la côte du point de piquage

Tel que :

ΔHd=105m

- Détermination de diamètre :

$$\Delta hd = \frac{k' \times le \times Q^{\beta}}{Dav^{m}} \quad \Rightarrow \quad Dav = \sqrt[m]{\frac{K' \times Le \times Q^{\beta}}{\Delta Hd}}$$

Sachant que:

- ✓ **K'=** 0.00179 (fonte)
- ✓ **m=** 5.3
- ✓ **β=**2

Tableau III.4 : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon Réservoir 40000m3 – point de piquage 1.

tronçon	**Lg (m)**	**Le (m)**	**Q (m3/s)**	**Δhd (m)**	**DN (mm)**	**V (m/s)**
Réservoir 40000m3- point de piquage 1(pp)	4555	5010	0.812	105	700	2.1

- les pressions aux nœuds :

$$\mathbf{Cp\ (i+1) = Cpi - \Delta H\ (i+1-i)} \qquad \mathbf{(III.19)}$$

Cp (i+1): côte piézométrique au point (i+1)

Cpi : côte piézométrique au point (i)

ΔH (i+1-i) : la perte de charge du point (i+1) au point (i)

Tel que :

$$\mathbf{P = Cp - Ct} \qquad \mathbf{(III.20)}$$

P: Pression

CP : côte piézométrique

CT : côte du terrain

Tableau III.5 : Pression au point de piquage pp1.

Nœud	**ΔH (m)**	**Cp (m)**	**Ct (m)**	**P (m)**	**P (bar)**
PP1	39.2	1178.8	1105	73.8	7,38

❖ **Tronçon point de piquage 1 (PP1) – Réservoir Ouled Sabor (R1):**

- La charge disponible entre le point de piquage et le réservoir d'Ouled Sabor :

$$\mathbf{\Delta Hd = CPpp1 - CTP(R1)} \qquad \mathbf{(III.21)}$$

ΔHd : la charge disponible

Cpp : la côte piézométrique du point de piquage

CTP(R1): la côte du trop-plein du réservoir R1

ΔHd= 30.8 m

- Détermination du diamètre avantageux :

Sachant que:

- ✓ **K'**=0,001052
- ✓ **m**=4.772
- ✓ **β**=2

Tableau III.6 : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire : tronçon point de piquage pp1 - Réservoir OuledSabor (R1).

tronçon	**Lg (m)**	**Le (m)**	**Q (m3/s)**	**Δhd (m)**	**DN (mm)**	**V (m/s)**
point de picage (pp)- Réservoir Ouled Sabor (R1)	10027	11030	0.412	30.8	710	1.6

On recalcule : **Δhd = 29.6 m**

- la pression au nœud :

Tableau III.7 : Pression à l'entrée du réservoir **R1**.

Nœud	**ΔH (m)**	**Cp (m)**	**Ct (m)**	**P (m)**	**P (bar)**
R1	29.6	1149.2	1140	9.2	0.9

❖ **Tronçon Réservoir Ouled Sabor (R1) – bâche Tiner :**

- La charge disponible entre le réservoir d'Ouled Sabor (R1) et la bâche de Tiner :

$$\Delta Hd = Cr\ (R1) - CTP\ (B) \qquad \textbf{(III.22)}$$

CTP (B) : côte trop plein de la bâche

CTP(R1) : Cote du radier du réservoir R1

ΔHd= 65m

- Détermination de diamètre :

Sachant que:

- ✓ **K'=** 0,001052
- ✓ **m=** 4.772
- ✓ **β**=2

Tableau III.8 : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon du réservoir d'Ouled Sabor (R1) vers la bâche 1 de Tiner.

tronçon	**Lg (m)**	**Le (m)**	**Q (m3/s)**	**Δhd (m)**	**DN (mm)**	**V (m/s)**
Réservoir Ouled Sabor(R1) – bâche Tiner	3718	4090	0.187	65	450	1.75

- la pression au nœud :

Tableau III.9 : Pression à la bâche B.

Nœud	**ΔH (m)**	**Cp (m)**	**Ct (m)**	**P (m)**	**P (bar)**
B1	25.3	1122.7	1069	53.7	5.4

❖ **Tronçon Réservoir Ouled Sabor (R1) – bâche d'aspiration :**

$$\Delta Hd = Cr(R1) - CTP\ (B) \qquad \textbf{(III.23)}$$

CTP (R1) : côte du radier de réservoir R1

CTP(B) : la côte trop plein de la bâche d'aspiration

ΔHd = 2 m

- Détermination de diamètre :

Sachant que:

- ✓ **K'=** 0,001052
- ✓ **m=** 4.772
- ✓ **β**=2

Tableau III.10 : Diamètre avantageux de la conduite gravitaire tronçon : réservoir Ouled Sabor – bâche d'aspiration.

tronçon	**Lg (m)**	**Le (m)**	**Q (m3/s)**	**Δhd (m)**	**DN (mm)**	**V (m/s)**
Réservoir Ouled Sabor (R1) – bâche d'aspiration	138	152	0.225	2	500	1.7

- la pression au nœud :

Tableau III.11 : la pression au nœud.

Nœud	**ΔH (m)**	**Cp (m)**	**Ct (m)**	**P (m)**	**P (bar)**
B	0.7	1147.3	1133	14.3	1.4

❖ **Tronçon point de piquage 2 (pp2) – réservoir Ouled Sabor (R2) (existant) :**

$$\Delta Hd = CP(PP2) - CTP\ (R2) \qquad \textbf{(III.24)}$$

CP (PP2) : côte piézométrique de point de piquage 2

CTP(R2) : la côte trop plein du réservoir Ouled Sabor 2

- La côte piézométrique au point de piquage (pp2) :

Calcul du diamètre économique par la formule ci-après :

$$Déc = E^{\frac{1}{\alpha+m}} * Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} * Cj^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \qquad \textbf{(III.25)}$$

Avec :

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris certain exposant hydraulique.

E = 10 * M * δ * e

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation.

e : prix de kW/h.

δ : Coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage. Ce coefficient est donné par la relation suivante :

$$\delta = \frac{1}{K_0 * K_j * K_h}$$

K_0 : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau : K_0 = 1.03 à 1.04

K_j : coefficient de la variation journalière de la consommation : K_j= 1.1 à 1.3

K_h : coefficient de la variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation : Kh = 2

Q : débit de la conduite.

C_j : rapport des débits : $C_j = \frac{Q_i}{Q_t}$

Nous avons les valeurs des paramètres de la formule comme suit :

Tableau III.12 : Les valeurs de M, α, β, m en facteur de matériau.

Tuyau	**M**	**α**	**β**	**m**
Acier	0.92	1.4	1.9 à 2	5.1 à 5.3
Fonte	0.43	1.6	1.9 à 2	5.1 à 5.3
Plastique	0.13	1.95	2	4.772

Alors : **Dec** = $2.23^{\frac{1}{1.95+4.772}} \times 0.138^{\frac{3}{1.95+4.772}} \times 0.49^{\frac{2}{1.95+4.772}}$ = **0.338 m**

On prend :

DN=400mm

Donc :

ΔHd = 0.27m

Tableau III.13 : Diamètre avantageux de la conduite gravitaire tronçon point de piquage 2 (PP2) – réservoir Ouled Sabor (R2).

tronçon	**Lg (m)**	**Le (m)**	**Q (m3/s)**	**Δhd(m)**	**DN (mm)**	**V (m/s)**
point de piquage 2 (PP2) – réservoir OuledSabor (R2)	46	51	0.138	0.27	400	1.64

- la pression au nœud :

Tableau III.14 : Pression à l'entrée du réservoir R2

Nœud	**ΔH (m)**	**Cp (m)**	**Ct (m)**	**P (m)**	**P (bar)**
R2	0.27	1248.27	1240	8.27	0.83

❖ **Tronçon point de piquage 2 (pp2) – réservoir Méga Zone(Rm):**

$$\Delta Hd = CP(PP2) - CTP\ (Rm) \qquad \textbf{(III.25)}$$

CP (PP2) : côte piézométrique de point de piquage 2

CTP(Rm) : la côte trop plein du réservoir Méga zone

ΔHd = 87.27m

- Détermination de diamètre

Sachant que:

- ✓ **K'=** 0,001052
- ✓ **m=** 4.772
- ✓ **β**=2
- ✓

Tableau III.15 : Diamètre avantageux de la conduite gravitaire tronçon point de piquage 2 (PP2) – réservoir Méga zone (Rm).

tronçon	**Lg (m)**	**Le (m)**	**Q (m3/s)**	**Δhd (m)**	**DN (mm)**	**V (m/s)**
point de piquage 2 (PP2) – réservoir Méga zone (Rm)	1864	2050	0.116	87.27	400	1.37

- la pression au nœud :

Tableau III.16 : Pression à l'entrée du réservoir Rm

Nœud	ΔH (m)	Cp (m)	Ct (m)	P (m)	P (bar)
Rm	7.7	1240.57	1153	87.6	0.87

III.6.1.3. Simulation de l'adduction par EPANET :

Les tableaux suivants représentent les résultats de la simulation du réseau d'adduction en utilisant le logiciel EPANET :

Tableau III.17 : Tableau récapitulatif des différents tronçons de l'adduction gravitaire par EPANET.

Conduit	Longueur (m)	Vitesse (m/s)	Diamètre Intérieur (mm)	Perte de Charge (mce/km)	Pression (mce)
Réservoir 40000m3 – Point de piquage 1	5010	2.11	700	15.11	102.2
Point de piquage1– réservoir Ouled Sabor	11030	1.55	581.6	27.61	8
réservoir Ouled Sabor– bâche Tiner	4640	1.76	368.2	43.04	56.04
réservoir Ouled Sabor– bâche d'aspiration	152	1.71	409.2	9.06	4.8
Point de piquage 2– réservoir existant Ouled Sabor (R2)	51	1.29	327.4	7.11	7
Point de piquage 2– réservoir Mega zone	2050	1.37	327.4	11.73	7.9

- ❖ Simulation du réseau d'adduction sur logiciel EPANET :

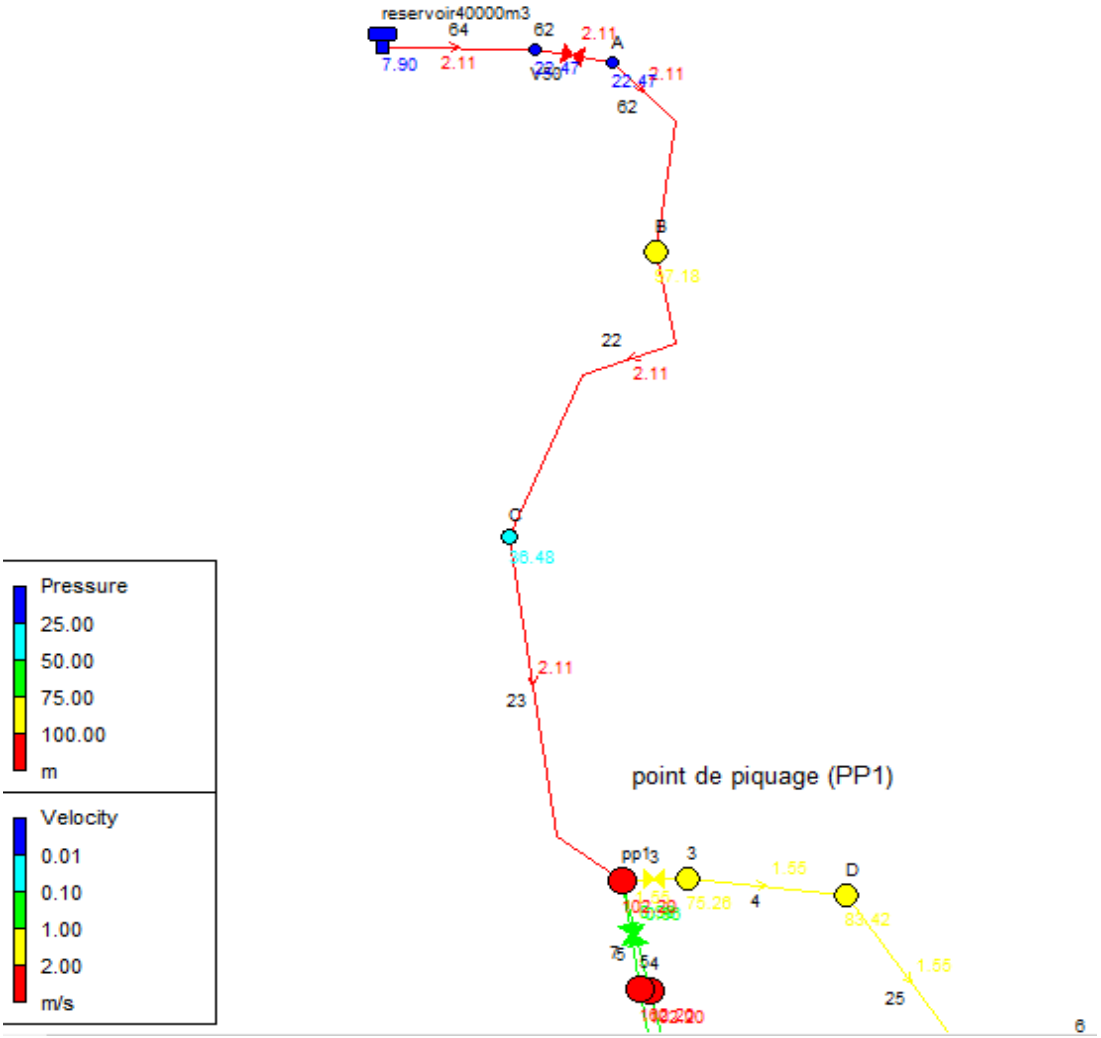


Figure III.2 : Simulation du tronçon réservoir 40000 m3 – point de piquage 1 (PP1)**.**

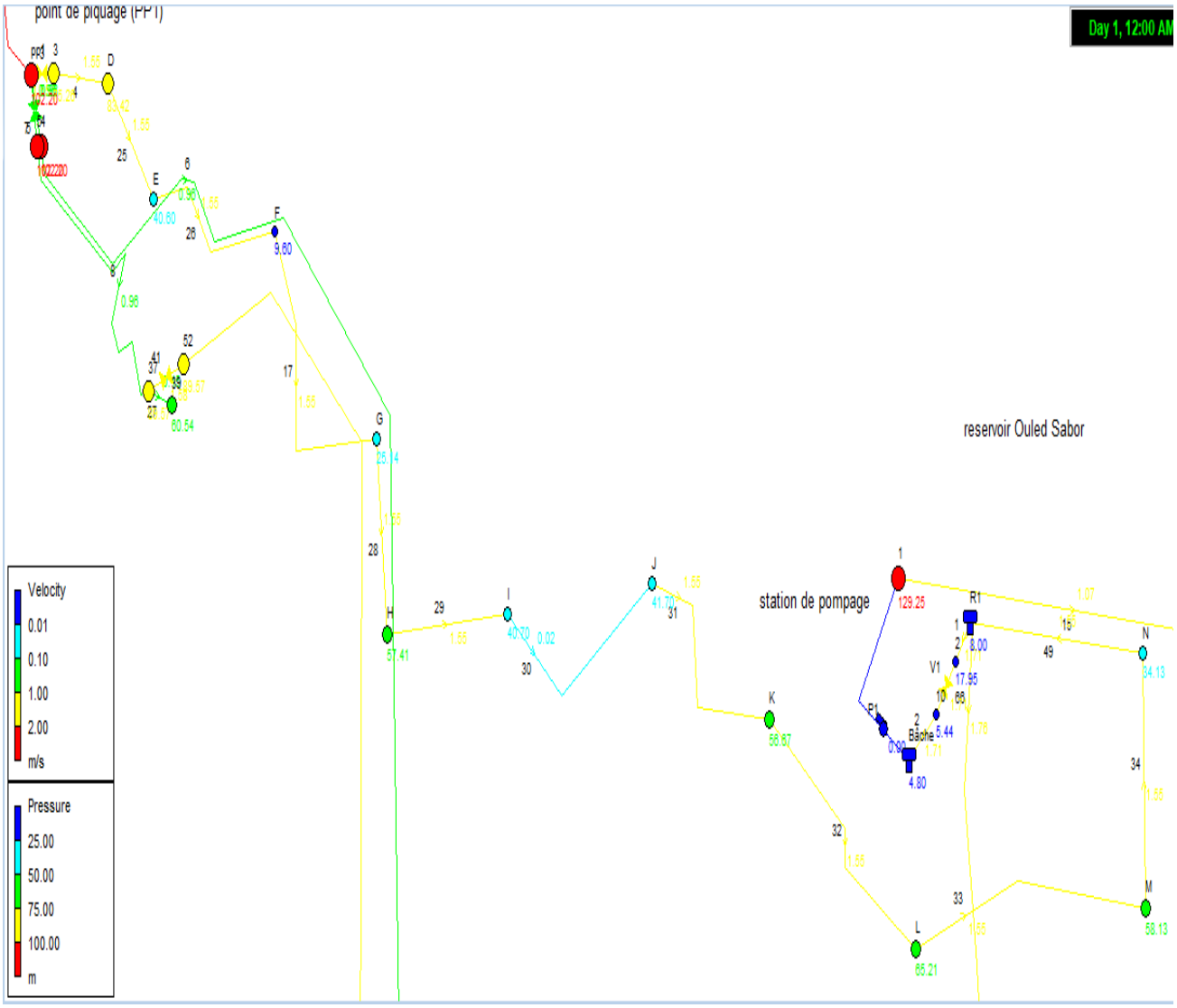


Figure III.3 : Simulation du tronçon point de piquage 1 (PP1) – réservoir Ouled Sabor (R1).

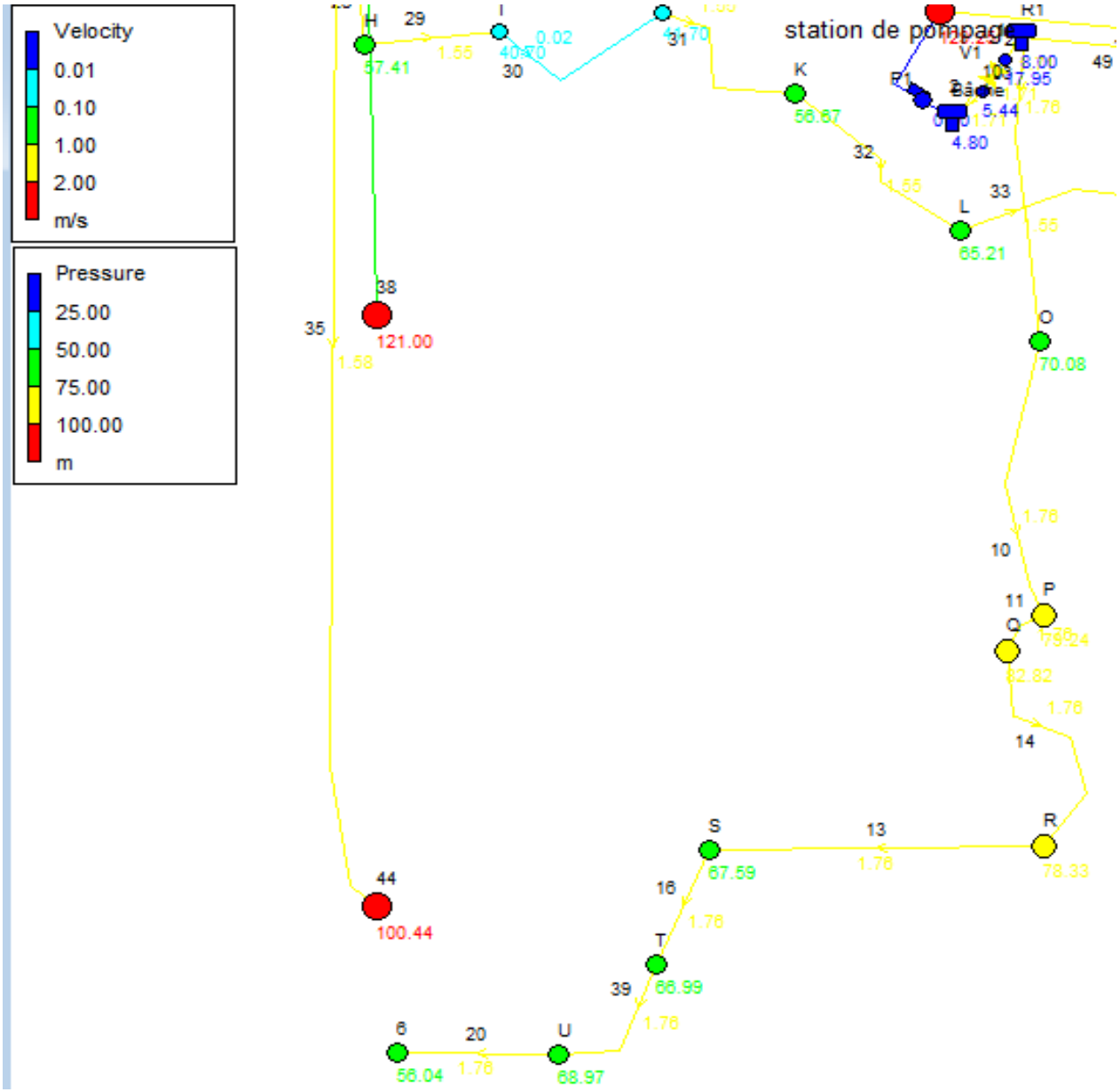


Figure III.4 : Simulation du tronçon réservoir Ouled Sabor (R1) –bâche de Tiner (B).

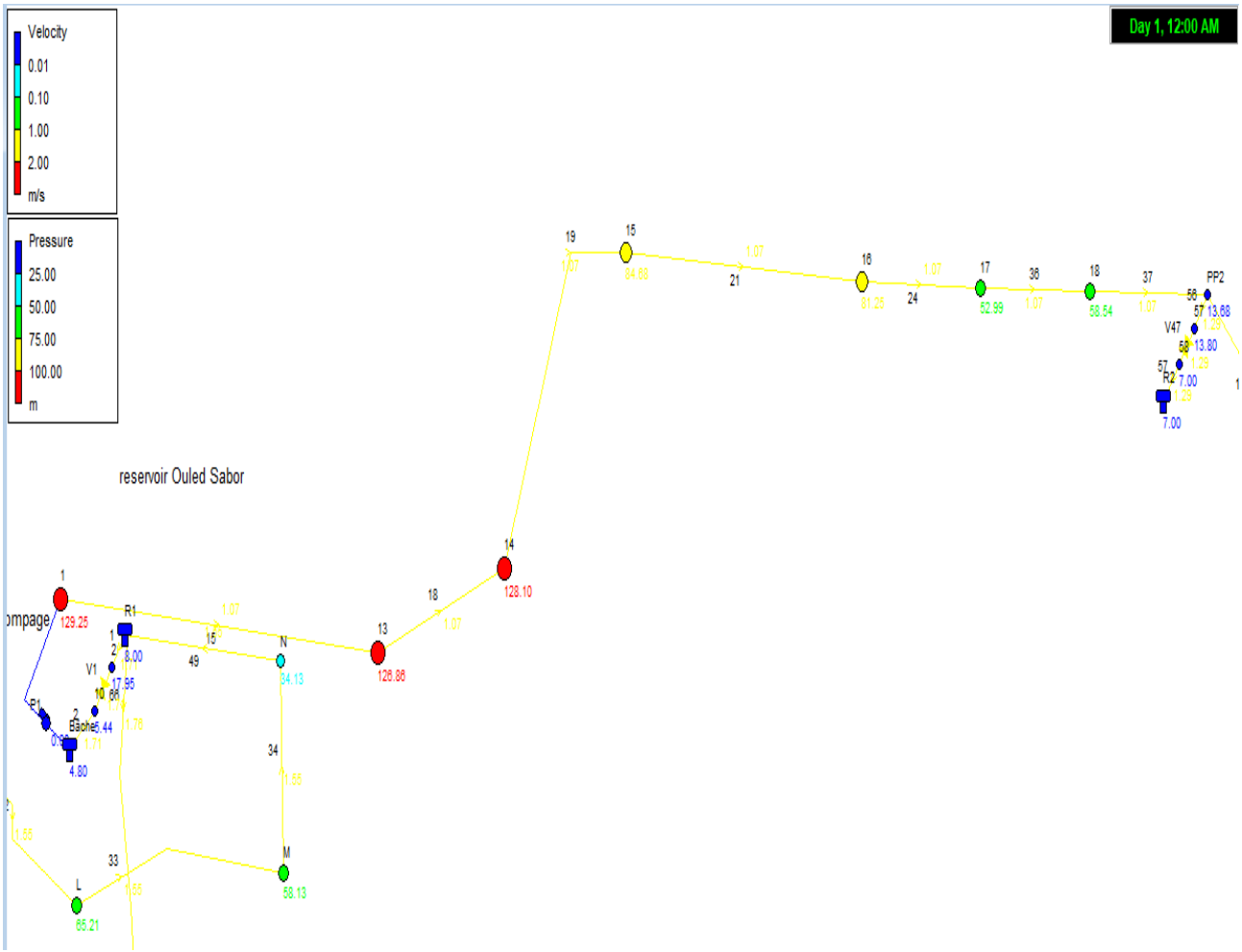


Figure III.5 : Simulation du tronçon réservoir Ouled Sabor (R1) – bâche d'aspiration (B) – station de pompage – point de piquage 2 (PP2).

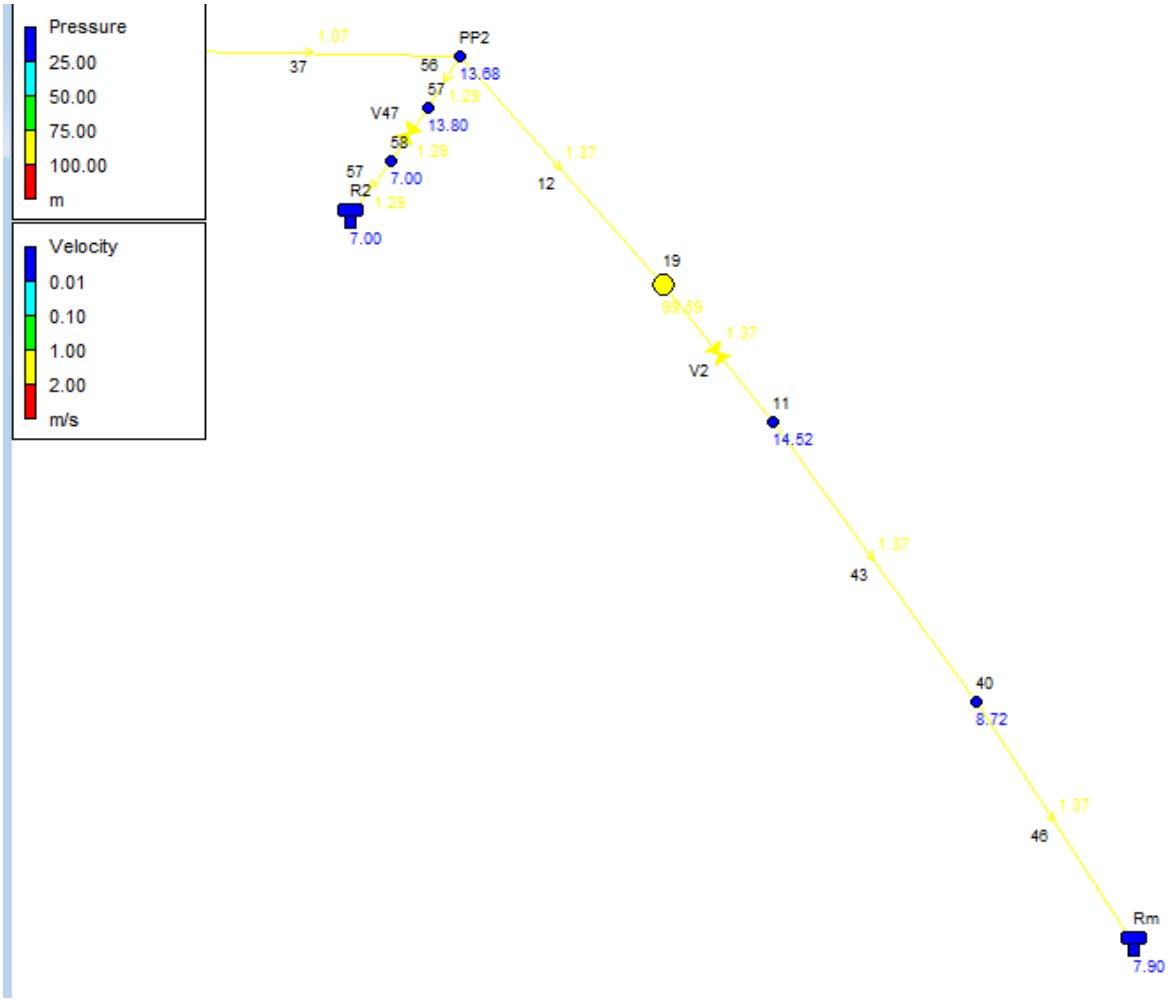


Figure III.6 : Simulation du tronçon point de piquage 2 (PP2) – réservoir Ouled Sabor (R2) – réservoir Méga zone (Rm).

III.6.1.4. Analyse des résultats

L'utilisation du logiciel EPANET nous a permis l'ajustement des diamètres calculés analytiquement et nous a garanti que le réseau de d'adduction d'eau fonctionne de manière optimale, fournissant un approvisionnement fiable et conforme aux normes en matière de vitesses et de pressions. Cela contribue à assurer la satisfaction des besoins en eau des utilisateurs tout en maintenant l'intégrité du système.

III.6.2.Dimensionnement de l'adduction par refoulement :

- **Tronçon bâche de reprise – station de pompage (SP) – point de piquage 2 :**

a) Conduite d'aspiration :

Pour prévenir la cavitation et la formation de vortex, la conduite d'aspiration est conçue de manière à maintenir la vitesse d'aspiration en dessous de 1,5 m/s.

Alors : pour V = 1.5 m3/s

On calcule le diamètre qui correspond a cette vitesse utilisent l'équation : **Q = V.S**

Avec : $\mathbf{S = \frac{\pi \times D^2}{4} \Rightarrow}$ $\mathbf{D = \sqrt{\frac{4 \times Qf}{\pi \times V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.254}{\pi \times 1.5}} = 0.464\ m}$

Le diamètre normalisé **: Dn = 500 mm**

Vérification de la vitesse d'aspiration : Vasp = $\frac{Q}{S} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 0.254}{\pi \times 0.5^2}$ = **1.29 m/s**

Vasp < 1.5 m/s donc le diamètre est parfait pour cette adduction.

b) Conduite de refoulement :

Le dimensionnement se base sur un calcul technico-économique et pour :

Qf = 0.254 m3/s

Lref = 4313 m

Hg : côte trop plein de R2 – côte radier de la bâche d'aspiration

Hg = 1248 – 1133 = 115 m

- **Calcul des frais d'exploitation:**

On calcule les hauteurs manométriques correspond aux différents diamètres.

Tableau III.18 : Calcul de la HMT pour le tronçon SP- point de piquage 2.

Dr (mm)	Lref (m)	hg (m)	v (m/s)	v^2/2g	λ	Δhtot	HMT
355	4313	115	2.566	0.336	0.028	124.087	239.087
400	4313	115	2.021	0.208	0.027	66.049	181.049
450	4313	115	1.597	0.129	0.026	35.467	150.467
500	4313	115	1.294	0.085	0.025	20.346	135.346
560	4313	115	1.031	0.054	0.024	11.196	126.196
630	4313	115	0.815	0.033	0.024	6.021	121.021

Les frais d'exploitations correspondants aux différents diamètres sont présentés dans le tableau si dessous :

Tableau III.19 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP – point de piquage 2.

Dr (mm)	Q (m3/s)	HMT	Pabs (KW)	Prix unitaire (DA)	E	F expl
355	0.254	239.087	1059.285	4.28	7732781.68	33096305.6
400	0.254	181.046	802.144	4.28	5855654.12	25062199.6
450	0.254	150.467	666.653	4.28	4866568.46	20828913
500	0.254	135.346	599.656	4.28	4377485.37	18735637.4
560	0.254	126.196	559.117	4.28	4081555.88	17469059.2
630	0.254	121.021	536.189	4.28	3914181.59	16752697.2

- **Calcul des frais d'investissement:**

Tableau III.20 : Calcul des frais d'investissement du tronçon SP – point de piquage 2.

Dr (mm)	Annuité	Prix unitaire (DA)	Frais amort	Frais invest
355	0.088	22966.27	99053522.5	8798670.17
400	0.088	29066.41	125363426	11135711
450	0.088	36645	158049885	14039165.1
500	0.088	44958.06	193904113	17224004
560	0.0888	56569.29	243983348	21672413.7
630	0.0888	71642.1	308992377	27446998.8

- **Bilan des coûts:**

C'est la somme des frais qui donne la courbe d'optimisation à partir de laquelle on va tirer le diamètre le plus favorable du point de vue technico-économique; pour notre projet.

Tableau III.21 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.

Dr (mm)	Frais expl (DA)	Frais invet (DA)	Bilan (DA)
355	33096305.6	8798670.17	41894975.8
400	25062199.6	11135711	36197910.6
450	20828913	14039165.1	34868078.1
500	18735637.4	17224004	35959641.4
560	17469059.2	21672413.7	39141472.9
630	16752697.2	27446998.8	44199696

Les résultats du tableau sont illustrés dans la figure ci-dessous:

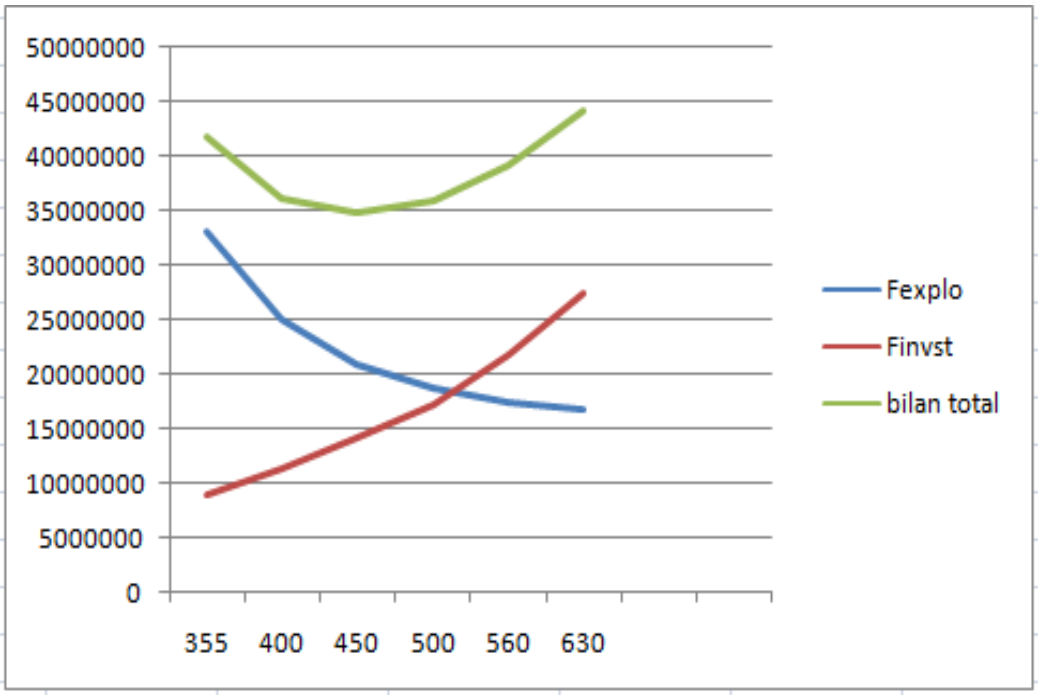


Figure III.7 : Bilan des coûts d'investissement et d'exploitation

D'après la courbe on prend le diamètre économique du tronçon de refoulement égale a : **630 mm** avec une vitesse d'écoulement de **1 m/s.**

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait le dimensionnement de notre réseau d'adduction, composé d'une adduction gravitaire et par refoulement. La partie de refoulement est dotée d'une conduite en PEHD de 630 mm et 400mm de diamètre sur une longueur de 4313m, alors que les diamètres de la partie gravitaire varie de 315 mm à 710 mm en PEHD, et une conduite principale vient de la source jusqu'au point de piquage 1 avec un diamètre de 700 mm en fonte, sur un linéaire total de 27195 m.

Chapitre IV:
Etude du stockage

Chapitre 4 : Etude du stockage

INTRODUCTION :

Pour assurer l'approvisionnement d'eau potable des communautés. Dans ce chapitre, nous nous intéressons à l'évaluation de la capacité nécessaire de stockage et au dimensionnement des ouvrages projetés.

IV.1.Définition

Les réservoirs sont des ouvrages qui permettent de stocker, de réguler et de distribuer l'eau de consommateurs de manière fiable, contribuant ainsi à la satisfaction des besoins en eau potable de la population.

IV.2. fonctions des réservoirs :

- Régulation de pression et du débit dans le réseau de distribution.
- Relier entre le régime d'adduction et le régime de distribution.
- Assurer la réserve d'incendie.
- la distribution dans le cas d'arrêt de la pompe, rupture, répartition…
- réduire les investissements de réseau de distribution, car ils réduisent le diamètre des conduites principales.
- Un milieu de traitement d'eau avec le chlore.

IV.3. classification des réservoirs

D'âpres la topographie des lieux les réservoirs peut être :

- Enterrés
- Semi enterrés
- Sur élevés
- Sur tour (château d'eau)

Selon leurs capacités, les réservoirs peuvent prend la forme :

- Rectangulaire ou carré
- Circulaire

D'âpres la nature de matériau, on distingue :

- Réservoirs en béton armé
- Réservoirs métalliques
- Réservoirs en maçonneries

IV.4. équipements du réservoir {1}

Les réservoirs doivent êtres équipes :

- conduite d'arrivé ou d'alimentation.
- conduite de départ ou distribution.
- conduite de vidange.
- conduite de trop plein
- conduite By-pass.
- Système de matérialisation de la consigne d'incendie.

IV.4.1. conduite d'arrivé ou d'alimentation

Cette conduite, du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieur de la cuve), ou par le bas toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

IV.4.2.Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

IV.4.3.Conduite de vidange

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

IV.4.4.Conduite de trop plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger.

IV.4.5.Conduite By-pass

Un tronçon de conduite relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique, cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien.

IV.4.6. Système de matérialisation de la consigne d'incendie

C'est une disposition spéciale qui préserve le volume d'incendie au niveau du réservoir et qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie et atteint. Nous avons deux systèmes :

IV.4.6.1. Système a deux prises :

Ce système à deux prises est rarement utilisé du fait que la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée.

IV.4.6.2. Système a siphon :

Ce système a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

IV.5.Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les réservoirs doivent :

- Placer les réservoirs d'eau potable loin des sources potentielles de pollution
- Installer des barrières physiques comme des clôtures pour restreindre l'accès non autorisé aux réservoirs
- La surveillance régulière des réservoirs
- Réaliser des opérations d'entretien et de nettoyage conformément aux normes sanitaires
- Etre aérés par les orifices de grillage

IV.6. Capacité d'un réservoir

L'évaluation de la capacité du réservoir doit prendre en considération les variations des débits à l'entrée et à la sortie. Ceci implique de considérer à la fois le fonctionnement des infrastructures en amont et les variations de la demande.

Généralement, la capacité est déterminée pour répondre aux variations quotidiennes du débit de consommation, en prenant en compte en particulier la journée de forte consommation et la provision d'eau réservée pour les situations d'incendie.

IV.7. Principe de calcul

IV.7.1. adduction par refoulement

Afin d'évaluer la capacité d'un réservoir, il convient d'utilisersoit la méthode analytique ou bien la méthode graphique.

a) La méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir, alors, le volume de régulation sera :

$$\mathbf{Vr} = \frac{a \times Qmax.j}{100} \ \mathbf{(m3)} \qquad \mathbf{(I\square.1)}$$

Vr : capacité résiduelle (m3)

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%)

Qmax, j : la consommation maximale journalière (m3/j)

Pour le volume total, le volume d'incendie est ajoutéau volume de régulation :

$$\mathbf{Vt = Vr + Vinc} \qquad \mathbf{(I\square.2)}$$

Vt : capacité totale du réservoir (m3)

Vinc : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de 60 m3/h

Alors :Vinc= 120m3

b) La méthode graphique

La méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle d'apport de la station de pompage, tell que les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport sont en valeur absolue, on obtiendra le résidu

maximal journalier. La figure suivante représente les graphes de la consommation et de l'apport :

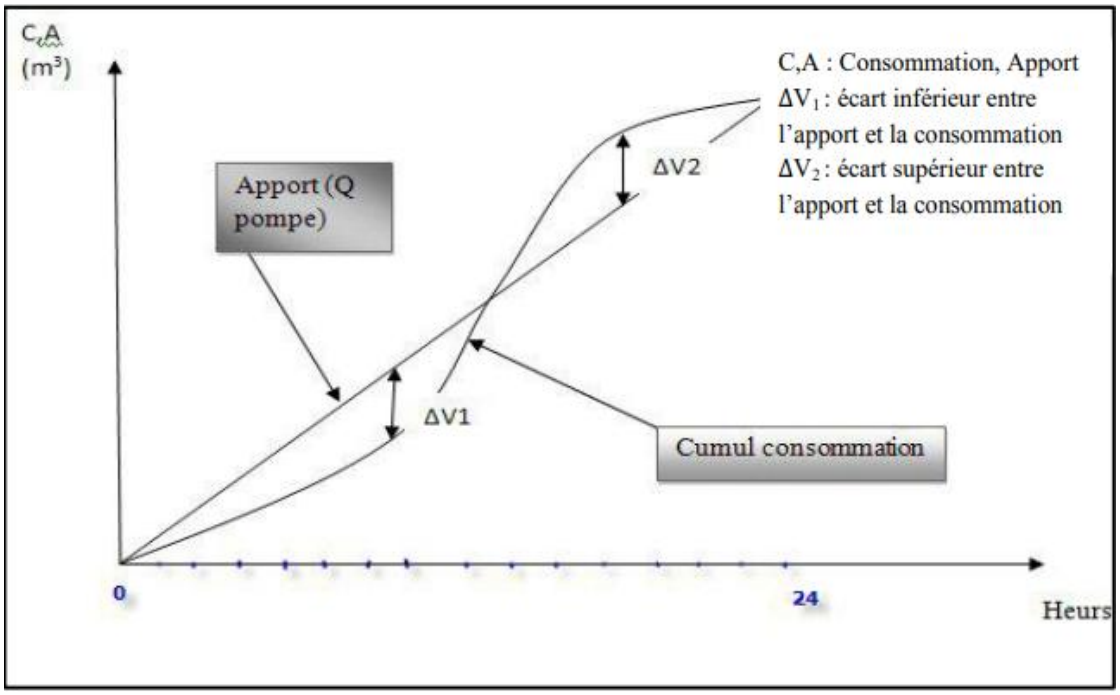


Figure IV.1. Graphe de consommation maximale journalière par rapport aux apports. **{1}**

Alors :

$$\mathbf{Rmax}=|\Delta V1| + |\Delta V2| \quad (\%) \qquad \textbf{(I□.3)}$$

Le volume de régulation est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{Vr} = \frac{Rmax \times Qmaxj}{100} \qquad \textbf{(I□.4)}$$

Donc :

$$\mathbf{Vt = Vr + Vinc} \qquad \textbf{(I□.5)}$$

Tel que :

Vt : capacité totale du réservoir (m3)

Vinc : volume d'incendie estimé à 120 m3

IV.7.2. Adduction gravitaire : {1}

Si l'on dispose d'un débit limité constant à une côte supérieure à celle du réservoir, on peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue, afin de diminuer le volume du réservoir, pourvu que le débit horaire disponible Qa (débit d'apport) soit supérieur au débit moyen horaire Qmoy, h de la journée. Il est bien évident que si Qa ≥ Qmax, h, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile. Le problème de la capacité utile du réservoir se pose donc lorsque : Qmoy, h <Qa<Qmax, h.

Dans ce cas, le débit d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre environ 7h et 11h où la consommation peut atteindre Qmax, h. Donc pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant Qa un volume d'eau égale à :

$$V = 4 \times (Qmax,h - Qa) \qquad (I\square.6)$$

Avec :

V : la capacité nécessaire du réservoir à projeter (m3)

Qa : débit d'apport (m3 /h)

Qmax, h : Débit maximal horaire (m3 /h)

IV.8. Dimensionnement des réservoirs projetés

Les réservoirs à inclure dans notre projet sont : un réservoir principal d'Ouled Sabor, un réservoir d'alimentation de la zone, une bâche de reprise de la station de pompage.

IV.8.1. Dimensionnement de réservoir d'Ouled Sabor :

La capacité de stockage de réservoir d'Ouled Sabor est calculée par la formule **(I□.6) :**

- ✓ **Qa=** 35588.53m3/j= 1482.85 m3/h ;
- ✓ **Qmax h=** 5378.33 m3/h.

Alors : **V =** 4 × (5378.33 - 1482.85) = **15581.9 m3**

On ajoute un volume de 120 m3 comme une réserve d'incendie donc le volume total:

Vt = 15581.9 + 120 = 15701.9 m3

Donc: le volume normalisé est : **Vn = 20000 m3**

IV.8.2. Dimensionnement de la bâche de reprise de la station de pompage :

Cette bâche joue un rôle essentiel en assurant un approvisionnement en eau stable et en minimisant les variations de pression dans le réseau. Le volume utile varie entre le niveau haut de démarrage de la pompe et le niveau bas d'arrêt, Il peut être calculé par la formule suivante :

$$\mathbf{V} = \frac{\boldsymbol{Q}\times(\frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{n}})}{\mathbf{4}\times(\boldsymbol{N}-\mathbf{1})} \qquad \textbf{(I□.7)}$$

Tel que :

N : nombre de pompe identiques

n : nombre max de démarrages par heures, n= 5

$\mathbf{V}=\frac{806.4\times(\frac{1}{5})}{4\times(4-1)}$ = 13.44m3

On le majore par un temps de sécurité de la fermeture de la vanne d'une valeur égale a :$\frac{\mathbf{Qt}}{\mathbf{2}}$

t : temps de fermeture de la vanne (on prend t= 45min)

Alors : V = 302.4 + 13.44 = **315.84 m3**

Pour une sécurisation du fonctionnement : V= 450.59 m3.

Donc : le volume normalisé **Vn = 460 m3**

IV.8.3. Dimensionnement du réservoir de la zone industrielle :

Dans notre cas, le réservoir approvisionne une zone industrielle où le nombre d'usines ainsi que les besoins spécifiques à chaque type d'industrie ne sont pas encore déterminés. Par conséquent, pour le calcul de la capacité, nous utilisons la formule générale suivante **: [6]**

$$\mathbf{V = (Qmax\ j \times 0.5) + Vinc} \qquad \textbf{(I□.8)}$$

Qmax j : débit max journalier (Qmaxj= 13000m3/j)

Vinc : volume d'incendie estimé a 120m3

Donc : **V=** (13000 × 0.5) +120 = **6620 m3**

Le volume normalisé sera :**Vn= 10000 m3.**

IV.8.3.1. La forme de réservoir :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs d'une capacité inférieure ou égale à 10000 m3, ce qui permet de choisir cette forme pour le réservoir de la Méga zone et la forme rectangulaire pour celui d'Ouled Sabor.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 8 et 10 mètres, pour les grands besoins.

On prend : **H = 8 m**

- **Le diamètre de la cuve :**

$$\mathbf{S} = \frac{Vn}{H} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{Vn}{H} \Rightarrow \quad \mathbf{D} = \sqrt{\frac{4 \times Vn}{H \times \pi}} \qquad \textbf{(I□.9)}$$

Vn : Capacité normalisée du réservoir (m3)

S : Section du réservoir (m2)

D : Diamètre de la cuve (m)

H : Hauteur utile optimale d'eau (m)

- **La section de la cuve :**

Vérification de la hauteur d'eau:

$$\mathbf{H} = \frac{4 \times Vn}{\pi \times D^2} \qquad \textbf{(I□.10)}$$

Alors :$\mathbf{S} = \frac{Vn}{H}$**(I□.11)**

La hauteur totale de réservoir :

$$\mathbf{H = h + R} \qquad \textbf{(I□.12)}$$

h : la hauteur d'eau (m)

R : la revanche (m), varie de$[0{,}25$ à $1]$ m

Tableau IV.1 : Tableau des dimensions des réservoirs de système d'adduction.

Réservoirs	Volume (m3)	D (m)	S (m2)	h (m)	R (m)	H (m)
Réservoir de la zone	10000	40	1227	7.9	0.25	8.15
Bâche de reprise	460	11	92	4.8	0.25	5

Tableau IV.2 : Tableau des dimensions des réservoirs d'Ouled Sabor.

Réservoir	Volume (m3)	h (m)	L (m)	l (m)	H (m)
Réservoir d'OuledSabor	20000	8	70.7	35.3	8.25

Conclusion :

Sur la longueur de notre système d'adduction, on a trois réservoirs projetés répartis de la manière suivante :

- Un réservoir rectangulaire d'une capacité de 20000 m3.

- Un réservoir circulaire d'une capacité de 10000 m3.

- Une bâche de reprise circulaire de station de pompage d'une capacité de 460 m3.

Chapitre V:
Etude du pompage

Chapitre 5 : Etude du pompage

Introduction

Les stations de pompage sont des installations hydrauliques conçues pour élever l'eau à des altitudes plus élevées lorsque la topographie ne permet pas un écoulement gravitaire. Cette élévation est réalisée au moyen de pompes et d'autres équipements spécialisés.

Dans ce chapitre, nous essayons de concevoir la station de pompage refoulant vers le réservoir d'Oued Sabor existant ou le point de piquage alimente gravitairement le réservoir de la Méga zone par le choix des équipements hydromécaniques, énergétiques et auxiliaires, ainsi que par le dimensionnement du Bâtiment de la station de pompage.

Définition

Equipement principal de la station de pompage, la pompe hydraulique est définie comme étant undispositif mécanique conçu pour convertir l'énergie mécanique en énergie hydraulique en aspirant un fluide, généralement de huile ou de l'eau, et en le propulsant sous pression. Elle est entrainée par un moteur électrique.

□.1. L'emplacement de la station de pompage

Le choix de l'emplacement d'une station de pompage est important pour assurer un fonctionnement efficace et fiable du système de pompage. Les critères suivants sont importants à prendre en compte lors de la sélection de l'emplacement d'une station de pompage :

- L'emplacement doit être accessible à une source d'alimentation électrique fiable (Deux réseaux électriques de préférence).
- Évitez les zones sujettes aux inondations, aux glissements de terrain ou à d'autres risques naturels (terrain stable).
- respecter les normes de distance telle que la distance minimale entre l'aéroport et une station de pompage de 30 Km.
- La station doit être positionnée de manière à garantir une élévation suffisante pour acheminer l'eau vers sa destination finale, en tenant compte de la topographie du terrain.
- Assurer la sécurité des opérateurs et des personnes vivant à proximité de la station en mettant en place des mesures de sécurité appropriées.

.2. Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique
- Rendement maximale
- Vitesse de rotation la plus élevé
- Puissance absorbé minimale
- Pompe anti- cavitationelle
- Etre fabriquée en série
- L'encombrement de la pompe doit répondre a la construction économique du le bâtiment de la station de pompage

Dans notre projet, nous utilisons le logiciel de sélection des pompesCAPRARI pour le choix du type de pompe. Ce logiciel nous permet précisément de déterminer les caractéristiques de diverses pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique.

.3. Choix du nombre de pompes

Le choix fait selon les critères suivants :

- Nombre minimale de pompe
- Rendement maximale
- Puissance absorbé minimale
- Vitesse de rotation élevée
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)r minimale

.4. Couplage des pompes

Il existe deux types de couplage des pompes :

- **Le couplage en série** : est employé pour accroître la hauteur d'élévation des pompes.
- **Le couplage en parallèle** : est employé pour accroître le débit refoulé par les pompes.

.5. Le point de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe correspond à l'endroit où se croisent deux courbes caractéristiques : celle de la pompe en service, et celle de la conduite de refoulement pour un

débit donné de la pompe en fonctionnement.La courbe caractéristique de la pompe est obligatoirement fournie par le fabricant.

La pompe fonctionne de manière optimale lorsque 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.

□.5.1. Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite prend la forme d'une parabole décrite par la fonction suivante :

$$\mathbf{Hc = Hg + \Delta ht} \qquad \mathbf{(□.1)}$$

Hg : hauteur géométrique (m)

Δht: perte de charge totale (m)

Tel que :

$$\mathbf{\Delta ht = 1.1 \times \Delta hlin} \qquad \mathbf{(□.2)}$$

Δhlin: perte de charge linéaire (m)

Avec :

$$\mathbf{\Delta hlin} = \frac{\mathbf{8 \times \lambda \times Lref \times Q^2}}{\mathbf{g \times \pi^2 \times Dec^5}} \qquad \mathbf{(□.3)}$$

λ : coefficient de frottement (en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement)

Lref : longueur de la conduite de refoulement (m)

Q : débit refoulé par la pompe (m3 /s)

Dec : diamètre économique de la conduite de refoulement

g : accélération de la pesanteur (m2/s)

V.6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement imposées :

Quand le débit appelé et plus grand ou plus petit que le débit disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

a) Débit disponible > Débit appelé :

En cas de débit pompé excédentaire par rapport à la demande, on le corrige par les réglages suivants :

1. **Réglage qualitatif :** C'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe (A condition que le moteur soit à vitesse variable).
2. **Réglage quantitatif (vannage)** : La réduction partielle du débit s'effectue en fermant partiellement la vanne de refoulement.

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

$$\eta \mathbf{ap,van} = \eta \mathbf{av,van} \times \frac{Happ}{Happ+hv} \qquad (\square.4)$$

η**ap,van:** Rendement de l'installation après le vannage (%)

η**av,van:** Rendement de l'installation avant le vannage (%)

$\boldsymbol{Happ}$: Hauteur manométrique appelée (m)

$\boldsymbol{hv}$: la différence entre la hauteur HC' et la hauteur appelée.

$$\mathbf{hv = Hc' - Happ} \qquad (\square.5)$$

Hc' : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe.

3. **Diminution de la durée de pompage :** Le nouveau temps de fonctionnement de la station est :

$$\mathbf{t'} = \frac{Qapp}{Qpf} \times \mathbf{t} \qquad (\square.6)$$

t : Temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h)

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

Qpf : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m3 /h)

4. **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : par l'augmentation des pertes de charges singularités (réducteur de pression, coude…etc).
5. **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

L'équation de la droite de rognage :

$$\mathbf{H = \frac{Happ}{Q\ app} \times Q} \qquad \mathbf{(\square.7)}$$

Qapp : débit demandé ou débit appelé

Happ : hauteur manométrique totale appelé (m)

Le diamètre rogné : c'est le diamètre extérieur de la roue

$$\mathbf{d = D \times \sqrt{\frac{Qapp}{Q}}} \qquad \mathbf{(\square.8)}$$

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

D: diamètre extérieur de la roue avant le rognage (mm)

Qapp : débit demandé ou débit appelé

Q : débit correspondant au point homologuede la pompe

6. **Changement de type de pompe :** si cela est possible.
   b) Débit disponible < Débit appelé :

Dans ce cas, il est nécessaire d'effectuer un réglage, à savoir :

1. **Qualitatif :** par augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Changement de type de pompe.**

V.7. Etude du pompage :

Dans notre projet, La station de pompage refoule un débit forcé de 254 l/s, pour une HMT de 121 m, sur une longueur de 4313 m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : caractéristique des pompes en fonction de leurs nombres.

Type de pompe	Np	Qf (l/s)	Q_{pom} (l/s)	Hmt (m)	ηl %	Pabs (kW)	N (tr/min)	NPSH r (m)	Nbr D'étage	D (mm)
_	1	254	_	121	_	_	_	_	_	_
_	2	127	_	121	_	_	_	_	_	_
PM 150/5B	3	84.7	91.8	121	77.6	160	1450	4.1	5	150
PM150/ 6E	4	63.5	69.4	121	77.5	132	1450	2.45	_	150
PM150/ 6E	5	50.8	66.6	121	77.5	132	1450	2.36	_	150

En se référant au données du tableau précèdent ; la variante de 3 pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes.

Par conséquent, Nous équipons la station de pompage de trois pompes identiques (de type PM150/5B) en plus une pompes de secours.

V.7.1. Courbes caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe extraites du de logiciel de sélection des pompes CAPRARI [H-Q], [Pabs - Q], [η - Q], [(NPSH)r- Q] sont représentées par la figure **V.1 :**

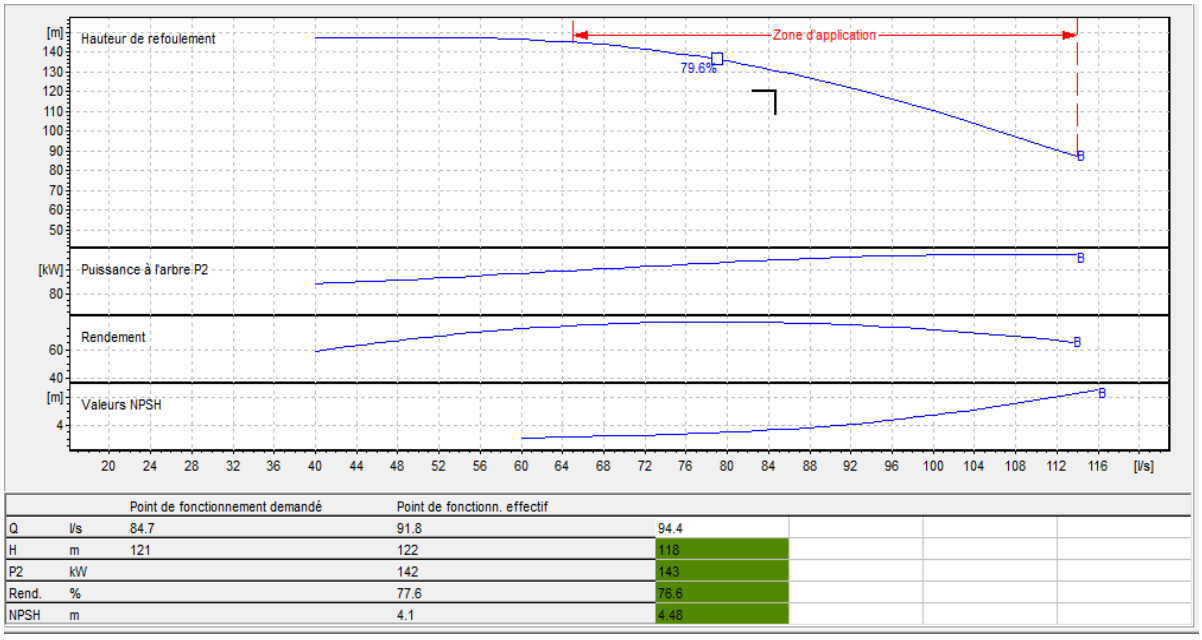


Figure V.1 : Courbes caractéristiques de la pompe.

V.7.2. Point de fonctionnement des pompes

- **Courbe caractéristique de la conduite :**

Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP – point de piquage 2 –R2).

N	Q (m3/s)	3Q (m3/s)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (m)	λ	Δhp lin	Δht	Hc (m)
1	0.01	0.03	115	4313	0.63	0.024	0.076	0.084	115.084
2	0.02	0.06	115	4313	0.63	0.024	0.306	0.336	115.336
3	0.03	0.09	115	4313	0.63	0.024	0.688	0.757	115.757
4	0.04	0.12	115	4313	0.63	0.024	1.223	1.345	116.345
5	0.05	0.15	115	4313	0.63	0.024	1.911	2.102	117.102
6	0.06	0.18	115	4313	0.63	0.024	2.752	3.027	118.027
7	0.07	0.21	115	4313	0.63	0.024	3.746	4.120	119.120
8	0.08	0.24	115	4313	0.63	0.024	4.892	5.382	120.382
9	0.09	0.27	115	4313	0.63	0.024	6.192	6.811	121.811
10	0.1	0.3	115	4313	0.63	0.024	7.644	8.409	123.409
11	0.11	0.33	115	4313	0.63	0.024	9.249	10.175	125.175

Nous traçons aussi la courbe caractéristique du tronçon de conduite reliant le point de piquage ‘’a’’ au réservoir de OuledSabor sur un linéaire de 46m.

L’équation de la courbe caractéristique du tronçon est exprimée par :

$$\mathbf{Hcares = 115 + 20.2\ Q^2}$$

Cette courbe va être décalée par rapport à l’origine sur l’axe des abscisses d’une valeur q égale à 116l/s ; le débit qui alimente la Méga zone.

Ainsi, la courbe caractéristique du réseau ‘Hcaresdecalée ‘ d’adduction par refoulement est obtenue en couplant en série ces courbes pour obtenir le point de fonctionnement du réseau avec les trois pompes. Voir la figure ci-après.

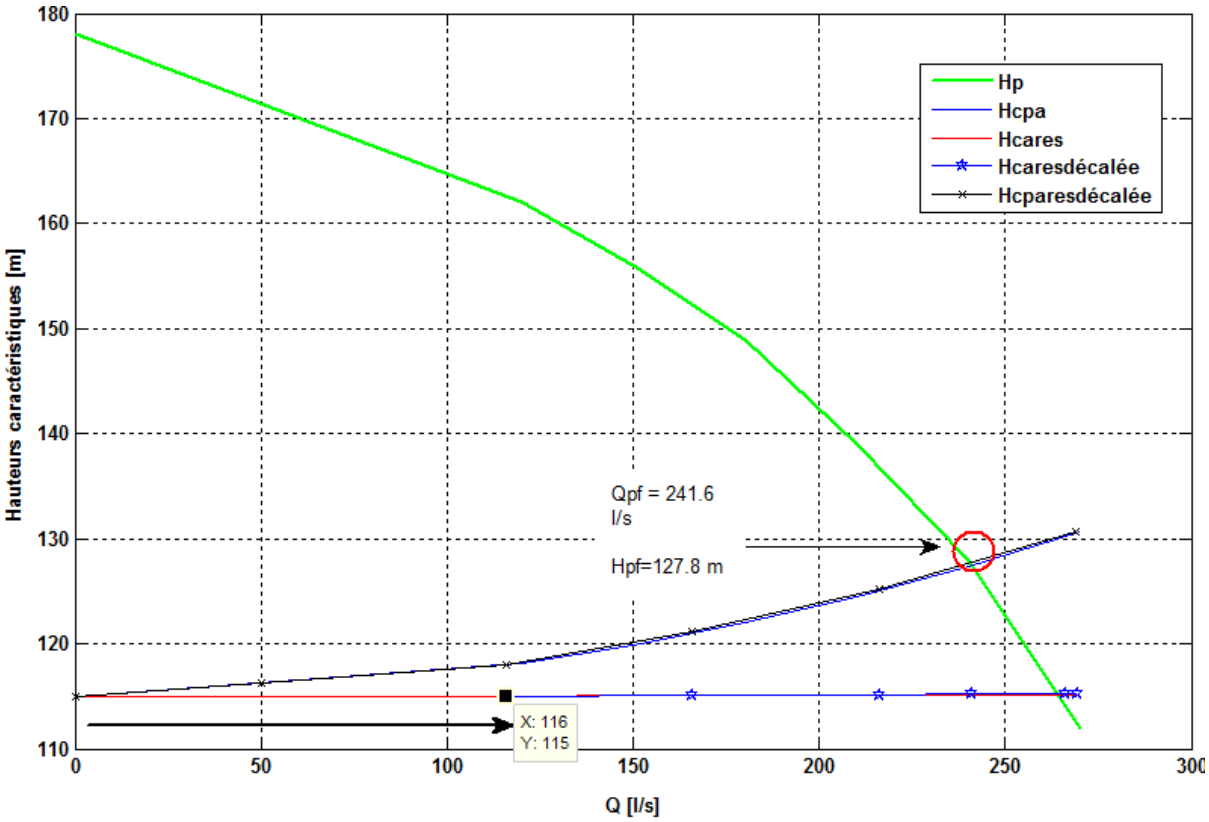


Figure V.2 : Le point de fonctionnement de réseau avec les trois pompes.

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

- Qpf = 80,53l/s < Qapp = 84.7 l/s
- Hpf = 127.8m >Happ = 121 m

Conclusion : Le Qapp se situe dans l'intervalle [+10%, -10%] ; par conséquent aucun réglage n'est nécessaire.

V.7.3. Etude de la cavitation :

La cavitation est un phénomène caractérisé par la formation de bulles d'air dans le liquide pompé en raison de la baisse de pression au sein de la pompe. Ces bulles peuvent imploser violemment lorsqu'elles atteignent une zone de haute pression, provoquant ainsi des dommages à la pompe et une diminution de son efficacité. La cavitation peut entraîner une usure prématurée des composants de la pompe, réduire son rendement et générer du bruit. Pour éviter ce problème, il est essentiel de vérifier la condition suivante :

(NPSH)r< (NPSH)d, tel que:

- **(NPSH)r :** Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur
- **(NPSH)d :** Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur

$$\textbf{(NPSH)d = (NPSH)r + r} \qquad (\square.9)$$

r : marge de sécurité, r = [0,1 – 0,5] m **[2]**

On prend : **r = 0,3 m**

Sachant que notre station de pompage fonctionne en charge on a :

$$ha^{ad} = (NPSH)r + r - p_{at} + T_v + \frac{v^2}{2g} + \sum hp_{asp} \quad (\square.10)$$

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

$$p_{at} = 10,33 - 0,00139 \times H \quad (\square.11)$$

H : altitude de la station

T_v**:** Tension de vapeur d'eau (m.c.e)

Tableau V.3 : 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

Alors :

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20 ° C, alors : T_v **= 0.24**

La perte de charge totale de coté aspiration :

$$\sum hp_{asp} = 1.15 \times \sum hp_{asp}^{lin} \quad (\square.12)$$

$\sum hp_{asp}^{lin}$:Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), tel que :

$$\sum hp_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_a^5} \text{(Formule de DARCY-WEISBAKH)} \quad (\square.13)$$

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

$$\lambda = (1,14 - 0.86\, ln \frac{\varepsilon}{Da})^{-2} \text{ (Formule de Nikuradzé)} \quad (\square.14)$$

ε **:** Rugosité absolue de la conduite, ε **=1.4 mm**

L : Longueur géométrique de la conduite d'aspiration (m)

Q : débit refoulé (m3/s)

g : Accélération de la pesanteur (m/s²)

Da : Diamètre de la conduite d'aspiration

Tel que **:** $$\mathbf{Da = (1{,}2 - 1{,}5) \times da} \qquad \textbf{(□.14)}$$

da : Diamètre de la tubulure d'aspiration (mm)

Application :

On : (NPSH)r = 4.1

La pression atmosphérique : **Pat** = 10,33 – 0,00139 × 1139 **= 8.75**

Le diamètre de la conduite d'aspiration : Da = 1,2 × da Avec da = 400 mm

Alors : Da = 1,2 × 400 **⇒Da = 500 mm**

La vitesse d'aspiration : **Va** = $\frac{4\times0.254}{\pi\times0.5^2}$ = **1.29 m/s**

Le Coefficient de frottement : $\lambda = (1{,}14 - 0.86\ ln\frac{1.4}{500})^{-2}$ **= 0.026**

La perte de charge linéaire **:** $\sum \boldsymbol{hp_{asp}^{lin}} = \frac{\mathbf{8\times0.026\times152\times0.254^2}}{\boldsymbol{\pi^2}\times\mathbf{9.81}\times\mathbf{0.5^5}}$ **= 0.67 m**

Perte de charge totale d'aspiration : $\sum \boldsymbol{hp_{asp}} = 1.15 \times \sum hp_{asp}^{lin} = 1.15\times 0.67$ **= 0.74 m**

La hauteur admissible d'aspiration :

$\boldsymbol{ha^{ad}}$ = 4.1 + 0.3 – 8.75+ 0.24+ $\frac{1.29^2}{2\times9.81}$ + 0.74 **= - 3.29 m**

Donc, nous modifions le type d'installation en optant pour une installation en aspiration :

$$\boldsymbol{ha^{ad}} = \boldsymbol{p_{at}} \textbf{ - (NPSH)r – r – Tv - } \frac{\boldsymbol{v^2}}{\boldsymbol{2g}} \textbf{ - } \sum \boldsymbol{hp_{asp}}$$

Alors: $\boldsymbol{ha^{ad}}$ = 8.75 – 4.1 – 0.3 - 0.24 - $\frac{1.29^2}{2\times9.81}$ - 0.74 **= 3.29 m**

V.7.4. Calage de la pompe :

Le calage de la pompe consiste à définir précisément la position de l'axe de la pompe par rapport au niveau d'eau d'aspiration, de manière à assurer un fonctionnement sans aucun risque de cavitation.

Pour les installations en aspiration :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + \boldsymbol{hp_{asp}^{adm}} - \mathbf{r} \qquad \textbf{(□.15)}$$

∇axe : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA)

∇min : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA)

$$\nabla min = CT + Vu \qquad (\square.16)$$

CR : Côte du terrain de bâche (mNGA)

Vu : volume utile

Application:

Le niveau minimal du plan d'eau d'aspiration : ∇min = 1133+4.8= **1137.8m**

La cote de l'axe de la pompe : ∇_{axe} = 1137.8 + 3.29 – 0.3 = **1140.79 m**

V.7.5. Description de la pompe:

D'après le logiciel de sélection des pompes CAPRARI, nous obtenons une pompe semi-axiale de type PM150/5B, avec les composants principaux de la pompe fabriqués à partir des matériaux suivants :

Tableau V.4 : matériaux des composants principaux de la pompe.

Composant	Matériaux
Corps d'aspiration	fonte
Roue	fonte
Bague d'usure	fonte
Corps d'étage	fonte
Chemise	fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse étoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

- **Encombrement de la pompe :**

D'après le catalogue de CAPRARI, la figure suivante représente l'encombrement de la pompe :

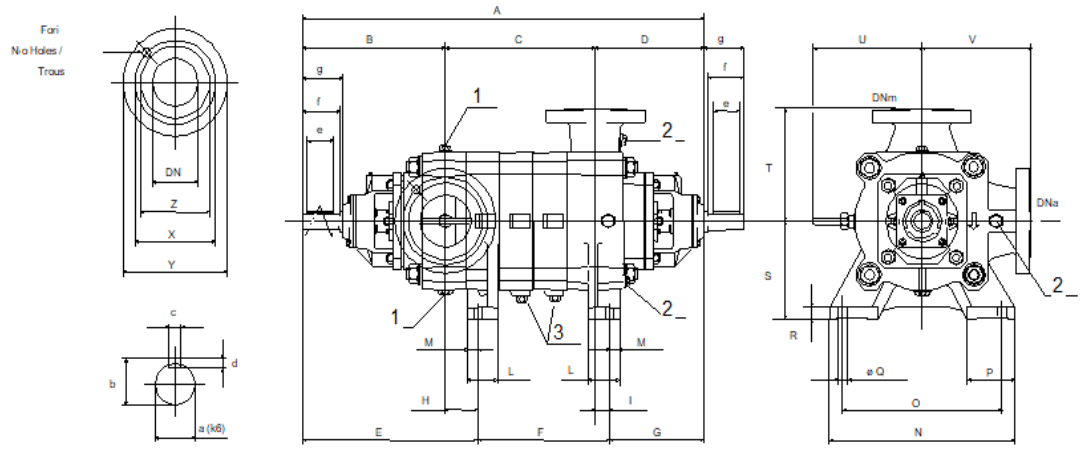


Figure V.3: l'encombrement de la pompe PM150/5B (CAPRARI).

Les dimensions de la pompe sont synthétisées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.5 : Dimensions de la pompe PM150/5B.

a =55 A = 1565 B = 479 b = 59 c = 16 C = 735	D = 351 d = 10 d - d =25 d - s = 25 DNa = 200 DNm = 150	E = 619 e = 120 F = 645 f = 130 G = 301 g =145	H = 140 I = 50 L =125 M = 45 N = 680 No = 12	No = 8 O = 590 P = 170 Q = 24 R = 40 S = 315	T = 370 U = 358 V = 370 X-d = 250 X-s = 310 Y-d = 345	Y-s = 360 Z-d = 215 Z-s = 278

V.7.6. Choix de moteur électrique :

Les critères de sélection d'un moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale
- La tension d'alimentation est déterminée en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement
- Emplacement de l'arbre de transmission en position horizontale ou verticale
- Poids minimum.

a) Vitesse de rotation du moteur électrique :

La vitesse de rotation du moteur est donnée par la formule suivante :

$$Nm = Np \pm 200 \text{ (tr/min)} \qquad (\square.14)$$

Nm : Vitesse de rotation du moteur (tr/min)

Np : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min)

b) La puissance fournie par le moteur :

La puissance nécessaire au moteur peut être calculée en utilisant la formule suivante :

$$\mathbf{Pm} = \frac{\boldsymbol{\omega} \times \boldsymbol{Qapp} \times \boldsymbol{HMT} \times \boldsymbol{K}}{\boldsymbol{\eta p} \times \boldsymbol{\eta m} \times \boldsymbol{\eta acc}} \qquad (\square.15)$$

ω : Poids volumique de l'eau, ϖ = 9810 N/m3

Qapp : Débit refoulé par une seule pompe (m3 /s)

HMT : hauteur manométrique totale minimum (m)

ηp : Rendement de la pompe

ηm : Rendement du moteur, ηm = (92-95)%, on prend : ηm = 95%

ηacc : Rendement de l'accouplement, ηacc = 93 %

K : Coefficient de correction de puissance, il est en fonction de la puissance de la pompe

c) Caractéristiques du moteur :

Les caractéristiques du moteur données par le catalogue CAPRARI sont :

- Fréquence : 50 HZ
- Tension nominale : 400 V
- Vitesse nominale : 1450 tr/min
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominale : 160 KW
- Courant nominal : -A
- Type de moteur : 3~
- Classe d'isolation : F
- Degré de protection : IP 55

V.8. Bâtiment de la station de pompage

C'est le bâtiment où sont installés les équipements et les pompes utilisés pour le pompage. Pour le dimensionnement de station de pompage on a besoin d'abord de choisir le type de bâtiment.

Il existe plusieurs types de bâtiments pour une station de pompage :

- Type bloc
- Type bâche sèche
- Type bâche sèche approfondie
- Type bâche mouillée avec pompe de surface
- Type bâche mouillée avec pompe noyée
- Type bloc approfondi

- Type de surface

V.8.1.Choix de type de bâtiment :

Le choix du type de bâtiment dépend des facteurs suivants :

On a:

- Debit Q=0.254 m3 /s < 1.5 m3 /s.
- Hauteur admissible à l'aspiration > 0

Donc : On choisit de projeter un bâtiment de type surface.

V.8.2.Dimensionnement de bâtiment de station pompage :

Le bâtiment est généralement construit avec une configuration rectangulaire, et Il est conseillé de considérer :

- La longueur du bâtiment normalisée : (**Lb** = 3 m ; 6 m ; 18m ; 21 m ; 24 m…)
- La hauteur du bâtiment normalisée : (**Hb =** 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m…)
- La hauteur de ponte roulant : (**Hp =** 8.4 m ; 9.6 m ; 10.8 m ; 12.6 m ; 14 m ; 15m …)
- La distance entre les poteaux : (3 m ; 6 m ; 9 m ; 12 m…)

- **La hauteur du bâtiment :**

$$\mathbf{Hb} = h5 + h6 + h7 + h8 + h9 \qquad \textbf{(□.16)}$$

Tel que :

h5 : Distance verticale**, h5 = hp + hsocle + hréserve**

hp : Hauteur de la pompe est égale à 685 mm

hsocle : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, Hs = 0,3 m

hréserve : Hauteur de réserve = 0,5 m

$$\mathbf{h5} = 685 + 300 + 500 = \mathbf{1485\ mm}$$

h6 : Hauteur réservée à l'homme, h6 = **2,2 m**

h7 : Hauteur du ponte roulant, h7 = **0,3 m**

h8 : Hauteur profilée, h8 = **0,8 m**

h9 : Hauteur de sécurité, h9 = **0,5 m**

Alors : $\mathbf{Hb} = 1.485 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = \mathbf{5.3\ m}$

On prend :**Hb = 5.4 m**

- **Longueur du bâtiment :**

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$\mathbf{Lb = n_p \times L + L_{int} + L_{pf} + L_r + 2S} \qquad \textbf{(□.17)}$$

Tel que:

$\boldsymbol{n_p}$ **:** Nombre de pompes =**4 pompes** (tenant compte les deux pompes de secours)

L : Longueur de la pompe + moteur; **L = 2291 mm**

$\boldsymbol{L_{int}}$ **:** Distance entre deux pompes voisines, [0,8-1,2] m ; On prend : **Lint =1m**

$\boldsymbol{L_{pf}}$**:** Longueur de la plate-forme ; $\boldsymbol{L_{pf}}$ **= 3 m**

$\boldsymbol{L_r}$ **:** Longueur de l'armoire électrique [2-3] m, on prend **Lr = 3 m**

S : épaisseur du mur

Il est envisagé d'utiliser un double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur, espacées les unes des autres par un vide de 10 cm. Par conséquent, l'épaisseur totale du mur sera de **30 cm**.

Donc : **Lb =** (4× 2.291) + 1 + 3 + 3 + (2 × 0.3) = **16.76 m**

On prend : **Lb =18 m**

- **Largeur du bâtiment :**

Elle est donnée par la relation :

$$\mathbf{Ib = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2S} \qquad \textbf{(□.18)}$$

Tel que :

$\mathbf{l_1}$: Distance entre le mur et le premier organe = [0,2÷0.3] m, on prend $\boldsymbol{l_1}$ = 0,3m

$\boldsymbol{l_2}$: Distance entre les tubulures, $\boldsymbol{l_2}$ = 0,9m

$\boldsymbol{l_3}$: Longueur des accessoires à l'aspiration

$\boldsymbol{l_4}$: Longueur des accessoires au refoulement

S : épaisseur du mur

On a : $\boldsymbol{l_3 + l_4}$ **= lp + ltr + ltasp + lc + lj**

lp : Longueur de la pompe = 1.565 m

ltr : Longueur de la tubulure de refoulement, ltr = 2 × dr = 2 × 158 = **0.32m**

ltasp : Longueur de la tubulure d'aspiration, ltasp = 2 × da = 2 × 250 = **0.5 m**

lc : longueur de divergent = [3.5-4](Dr-dr) = 3.5 × 420 = **1.7 m**

lj : longueur des joints = **0,5 m**

Donc : **Ib =** 0.3 + 0.9 + 1.565+ 0.32 + 0.5 + 1.7 + 0.5 + (2×0.3) =**6.3 m**

On prend : **Ib = 6 m**

- **Dimension des portes :**

Porte principale : **3×3**

Porte secondaire : **2,5×1,6**

- **Dimensionnement des fenêtres :**

Il est nécessaire de prévoir un éclairage de surface équivalent à [10 à 15] % de la superficie totale de la station en complément de l'éclairage électrique. On prend 13%.

$$\sum \mathbf{Sf} = 0.13 \times 18 \times 6 = \mathbf{14.04\ m2}$$

Alors : le nombre de fenêtres sera :

$$\mathbf{N} = \frac{\sum \mathbf{Sf}}{Sf} \qquad (\square.19)$$

N : nombre de fenêtres

Sf : surface d'une seule fenêtre, Sf = (1.3 × 2.2).

Donc : $\mathbf{N} = \frac{14.04}{1.3 \times 2.2} = 4.9$

On prend : **N =5 fenêtres**

Tableau V.6: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station (SP).

Longueur(m)	Largeur(m)	Hauteur(m)	Epaisseur des murs	Fenêtres(m)	Portes	
					principale	secondaire
18	6	5.4	0.3	1.3 × 2.2	3×3	2.5×1.6

V.9. Equipement auxiliaires {2}

Assurent le bon fonctionnement et une exploitation optimale de la station de pompage.

V.9.1. appareillage de contrôle :

- **Débit :** nous utilisons les débitmètres:
    - Débitmètres électromagnétiques
    - Débitmètres à ultrasons
    - Débitmètres à turbine
    - Venturimètre
- **Pression :**
  - **Manomètre :** un instrument de mesure utilisé pour déterminer la pression d'un fluide par rapport à la pression atmosphérique.
  - **Vacuométre :** un type spécifique de manomètre conçu pour mesurer la pression dans un système sous pression atmosphérique ou en dessous de la pression atmosphérique, c'est-à-dire dans un vide partiel.
- **Qualité d'eau :**
  - **Analyseurs de qualité d'eau :** utilisé pour mesurer différents paramètres de la qualité de l'eau, notamment la turbidité, la conductivité, le pH, la concentration d'oxygène dissous, la teneur en matières solides en suspension, la teneur en gaz, etc.
- **Température :**
  - **Thermomètre** : instrument de mesure de la température, utilisé pour surveiller la température de l'eau, des fluides ou des équipements dans la station de pompage.
  - **Sondes de température** : capteurs conçus pour mesurer la température.
  - **Systèmes de refroidissement** :des radiateurs ou des tours de refroidissement, sont utilisés pour maintenir les équipements à des températures de fonctionnement appropriées.

V.9.2. appareillage de commande :

- **Armoire de commande électrique** : Une armoire de commande électrique contient des composants tels que des relais, des contacteurs, des disjoncteurs, des démarreurs de moteur et des panneaux de commande. Elle permet de démarrer, d'arrêter et de contrôler les moteurs des pompes, ainsi que de gérer les circuits électriques du système de pompage.

V.9.3. système de scellement :

Scellement métallique avec socle en maçonnerie ou en béton, utilisée pour fixer de manière solide et sécurisée les équipements, tels que les pompes, les moteurs, les vannes, ou d'autres composants, à la structure de la station de pompage.

V.9.4. ventilation :

- Le maintien d'une température et d'une humidité acceptable
- Renouvellement de l'air
- Le dépoussiérage de l'air entrant
- L'évacuation des gaz chaude en cas d'incendie

V.9.5. levage : il existe deux types :

- A commande manuelle
- A commande électrique

Le choix du type de levage dépend du poids le plus lourd qui est le poids de GEP (groupe électropompes) :

P = [10 à 30] % P_{GEP} = 15% × 874 =**131.1 kg**

- P < 1 tonne ⟶ commande manuelle
- P > 1 tonne ⟶ commande électrique

Alors : dans notre cas nous utilisons une **commande manuelle**.

V.9.6. système de drainage :

- **Par caniveaux :** si le point de rejet tous prés a la station de pompage.
- **Par puisard :** si le point de rejetloin de la station de pompage.

V.9.7.système d'éclairage : nous avons deux systèmes :

- Eclairage naturel
- Lampes + torches a batterie de fortes puissances

V.9.8. système anti-incendie :

- Extincteurs
- Pompes d'incendie

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous sommes arrivé à proposer une variante de 3 pompes identiques pour assurer le refoulement de du débit demandé aux réservoirs de Ouled Sabor et de la Mega zone. Ces pompes seront entrainées par des moteurs électriques de même marque et vont être abrités dans un bâtiment de forme rectangulaire de 6 de largeur, de 18 de longueur et de 5.4 de hauteur. Tout en prenant en considération les effets préjudiciables de la cavitation.

Chapitre VI:
Pose et protection des canalisations

Chapitre 6 : pose et protection des canalisations

Introduction

Le but de ce chapitre est de mettre en avant les méthodes appropriées pour installer les canalisations dans les meilleures conditions possibles lors leur pose d'une part et prévoir leur protection contre les phénomènes transitoires, lors leur fonctionnement d'autre part. En plus d'une protection contre la corrosion.

I.1. Pose de canalisation

Le principe de pose de canalisations d'eau dépend de plusieurs facteurs, notamment du type de matériau, de la profondeur à laquelle elles doivent être enterrées, et des réglementations locales.

Les canalisations doivent être installées avec un espace de sécurité d'environ, 10 cm par rapport à tout élément dure, de 30 cm par rapport aux câbles électriques, et de 60 cm par rapport aux canalisations de gaz.

I.2.Type de pose de canalisation

I.2.1. Pose ordinaire

La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. La profondeur de la tranchée doit permettre de recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm au minimum). Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 10 à 20 cm.

La pose ordinaire de canalisation peut se faire de deux manières principales :

- Pose en enterré
- Pose en aérien

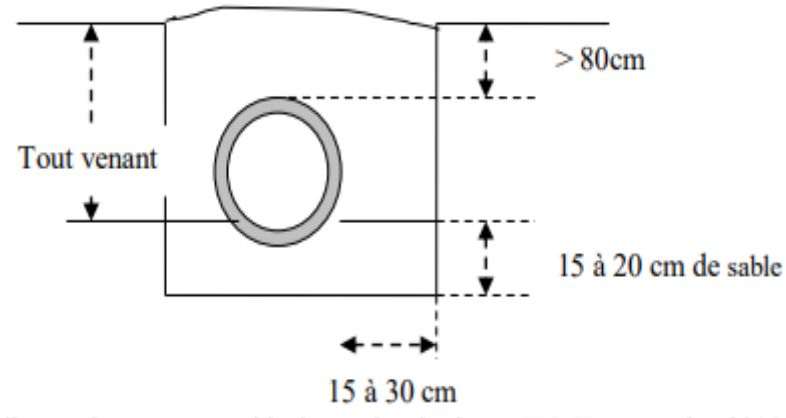


Figure I.1 : Pose ordinaire [source : SALAH B : {3}]

I.2.2. Pose en terrain peut consistant

Cette pose fait référence à l'installation de canalisations dans des sols qui sont relativement mous, peu denses ou instables.

Lors de la pose de canalisations dans des terrains peu consistants, certaines précautions et techniques spécifiques peuvent être nécessaires :

- Il est nécessaire d'ajouter un support de la canalisation, tel qu'une semelle en béton, soit en pose la semelle seulement ou il ya des joints, ou sur toute la longueur de la conduite.
- Les pieux de semelle doivent être enfoncés jusqu'à un sol de bonne qualité

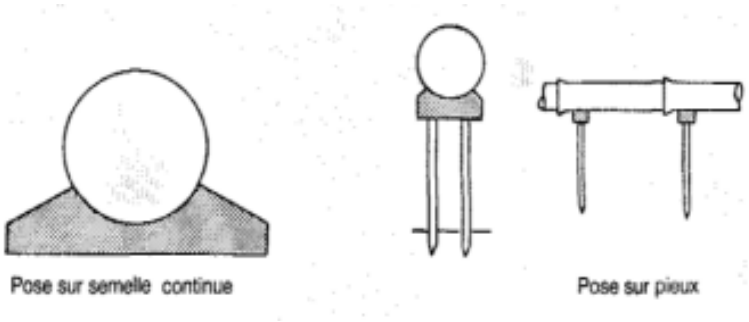


Figure I.2 : Pose en terrain peut consistant [source : SALAH B : [3]]

I.2.3. Pose en terrain marécageux

La pose en terrain marécageux fait référence à la mise en place de canalisations dans des zones de sol marécageux ou gorgées d'eau. Dans ce cas, la pose de canalisations est plus complexe que dans des environnements plus secs et la méthode consiste à installer une conduite sur un lit en béton, sous lequel est intégré un système de drainage pour l'eau, comprenant par exemple du gravier drainant et une conduite de drainage, ainsi que des dispositifs tels que des waterstops de drainage, etc.

I.2.4. Pose en galerie

La pose en galerie est une méthode d'installation de canalisations souterraines qui consiste à placer les conduites dans une galerie souterraine spécialement creusée pour les abriter. Cette galerie peut être une structure en béton ou une tranchée souterraine creusée sous une route, un chemin de fer, une zone urbaine dense ou d'autres zones où la pose de canalisations en surface ou en tranchée ouverte serait difficile ou peu pratique.

Un canal est aménagé dans le but d'éliminer les eaux stagnantes présentes dans la galerie en les drainant vers l'égout le plus proche. Les conduites de plus petit diamètre peuvent être logées à l'intérieur d'une gaine de diamètre plus large et sont soutenues par des supports en béton. Les robinets-vannes sont installés de chaque côté de la route.

I.2.5. Traversée d'une rivière (Oued)

Il s'agit d'installer une canalisation à travers ou sous une rivière ou un cours d'eau.

L'existence d'un pont route servira également de support de la canalisation, où celle-ci sera accrochée au tablier.

La canalisation pourra être installée en suivant le tracé du lit de la rivière. Elle sera fixée sur des structures spéciales, telles que des tasseaux, et protégée par une couche de matériau tout-venant pour la préserver des impacts ou des chocs.

Lorsqu'il s'agit de traverser le fond d'une rivière, on choisit des canalisations en acier et en polyéthylène en raison de leur flexibilité. Les jonctions, généralement soudées, sont stabilisées par des blocs de béton placés de chaque côté des raccords.

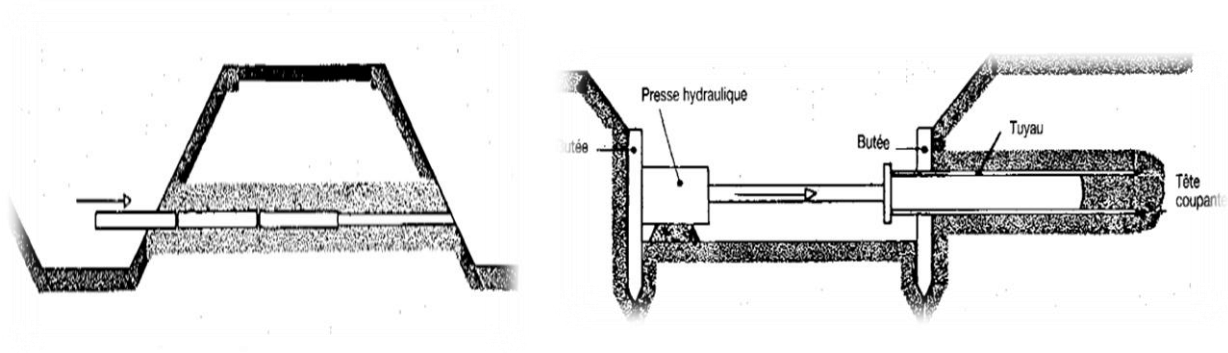
I.2.6.Pose sans ouverture de tranchée

Les conduites souterraines peuvent être posées sans procéder par une tranchée continue, par fonçage ou forage, dans le sol, afin de réduire l'effet des perturbations du milieu environnant et frais de réhabilitation.

A noter que, pour des diamètres supérieurs à 800mm ; le fonçage est adopté comme technique et pour des diamètres inférieurs, le forage est utilisé.

- **Pose par fonçage**

  Un fourreau actionné par des vérins et soutenu par un ancrage transversal perforant est utilisé.



(a) (b)

Figure VI.3. Fonçage avec enlèvement préalable de terre (a) et sans enlèvement préalable de terre (b) [3]

- **Pose par forage dirigé :**

  Cette méthode utilise une foreuse dirigée pour percer un tunnel sous la surface du sol, puis tirer la canalisation à travers ce tunnel, elle est constituée de deux étapes :

- Réalisation de trou pilote
- Alésage et tirage simultané



Figure VI.4. Forage dirigé [4]

I.2.7. Pose en pente

Si le terrain de pose est en pente la conduite doit être ancrée dans un massif en béton pour assurer sa stabilité.

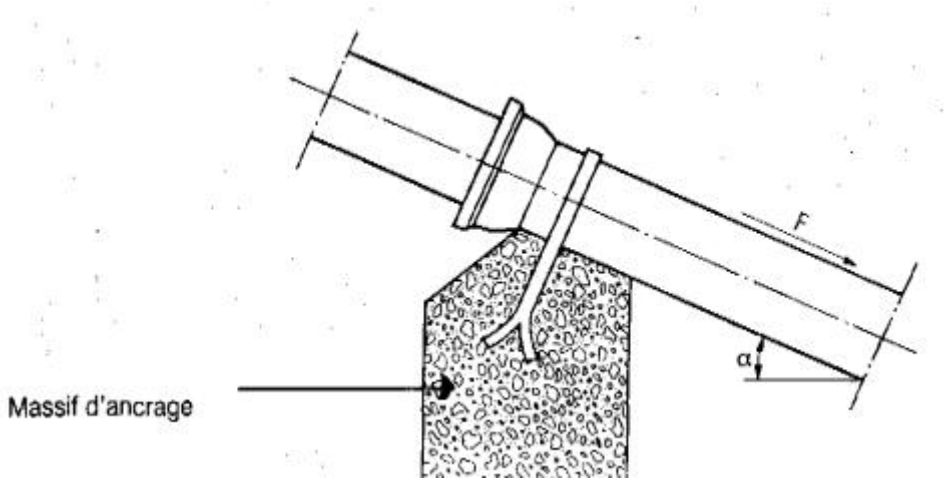


Figure VI.5. Ancrage et amarrage d'une canalisation [3]

Sachant que la force de glissement reprise par le massif est :

$$\boldsymbol{F = P(\sin\alpha - \tan\varphi\cos\alpha)\ [daN]}$$

P : est le poids du tronçon en de conduite compris entre deux massifs d'ancrage, en daN
$\boldsymbol{\alpha}$ **:**est l'angle d'inclinaison de la conduite
φ: est l'angle de frottement entre la canalisation et le sol

Si : $(\sin\alpha - \tan\varphi\cos\alpha) > 0$

Alors l'amarrage est indispensable pour éviter le glissement de la canalisation

I.3. Stabilisation de la conduite

Les conduites d'eau sont généralement reliées par des joints, lorsque ces joints ne sont pas solidement fixés, sauf dans les cas de joints à brides et de soudures, il existe un risque que la pression de l'eau provoque le déboîtement des joints, On construit alors des massifs en béton ou des butées qui, grâce à leur poids, s'opposent à ce déboîtement.

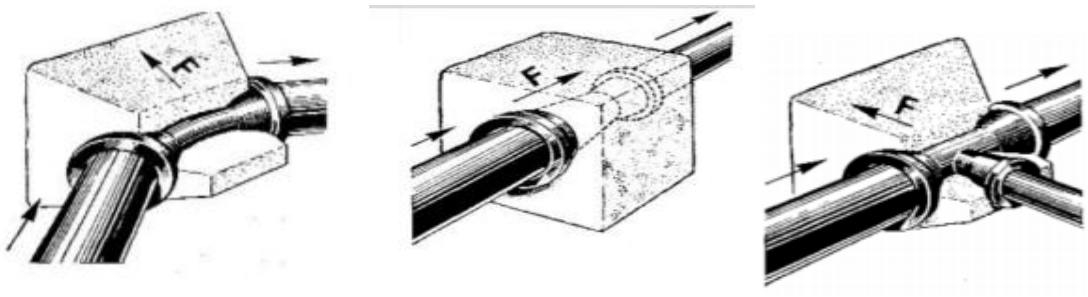


Figure I.6 : les butés [3]

I.4. Accessoires et pièces spéciales

I.4.1. Les accessoires

- **Robinet vanne**

Ce sont des dispositifs de sectionnements qui permettent de séparer et d'isoler les différentes parties de la conduite d'adduction pendant les réparations sur l'une d'entre elles, et ils servent également à ajuster le débit**.**

Les types de vannes comprennent les robinets à opercule et les vannes papillon.



Figure I.7 : robinet vanne papillon [source : guide technique eau 2009]

- **Les clapets**

Leur fonction principale est de permettre le passage du fluide dans une direction tout en bloquant son retour dans la direction opposée.



Figure I.8 : clapet anti-retour

- **Les ventouses**

Les ventouses servent à assurer la protection du réseau en éliminant l'air des canalisations, que ce soit lors de leur mise en service ou pendant leur utilisation. Elles sont installées dans des regards de visites et nécessitent une inspection régulière pour garantir leur bon fonctionnement. Les ventouses sont placées sur tous les points hauts d'un réseau.



Figure I.9 : ventouse [source : guide technique eau 2009]

- **Poteaux d'incendie**

Utilisés en cas d'incendie, ils fournissent un débit minimal de 17l/s, ils sont disposés tout les 100 à 200m selon l'importance du risque d'incendie.



Figure I.10 : poteaux d'incendie [source : guide technique eau 2009]

- **Crépines**

Une crépine dans un réseau d'eau est un dispositif ou une structure conçue pour filtrer les particules solides et les débris présents dans l'eau afin de maintenir la qualité de l'eau et de protéger les équipements et les conduites du réseau. Elle est généralement installée à l'entrée d'un puits, d'un forage, d'une pompe ou d'une conduite.

- **Les régulateurs de pression**

Ils permettent de générer une perte de pression ajustable afin de maintenir la pression en aval à un niveau constant prédéfini. Nous distinguons :

- Les régulateurs de pression aval qui sont utilisés pour limiter la pression dans les canalisations présentant une pente importante. Cela peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites.

- Les régulateurs de pression amont qui sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.

I.4.2. Les pièces spéciales

Pièces dites spéciales jouent des rôles différents dans un réseau de conduites :

- **Les cônes**

Utilisés pour relier les conduites de diamètres différents, et les accessoires aux conduites.

On distingue:

- Les cônes à deux emboîtements
- Les cônes à deux brides
- Les cônes à emboîtement et brides



Figure I.11 : cône a deux emboitements [source : guide technique eau 2009]

❖ **Les coudes**

Les coudes dans un réseau d'eau sont des composants courbés qui permettent de changer la direction du débit d'eau. Ils sont utilisés pour contourner des obstacles ou diriger l'eau dans des directions spécifiques. Ils sont essentiels dans les réseaux maillés et ramifiés.

❖ **Les tés**

Les tés sont des raccords en forme de T qui permettent de distribuer l'eau vers plusieurs directions à partir d'une conduite principale. Ils sont utilisés pour dévier le débit d'eau vers des branches ou des conduites secondaires, facilitant ainsi la distribution de l'eau vers différents points d'utilisation. Ils sont disponibles dans divers matériaux, y compris le plastique, le cuivre, l'acier inoxydable, en fonction des besoins et des normes du réseau.



Figure I.12 : tés à deux emboitements standards et tubulure bridée

[Source : guide technique eau 2009]

❖ **Les manchons**

Les manchons sont des dispositifs de raccordement qui permettent de joindre deux sections de des conduites ensemble de manière étanche, aussi on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires.

❖ **Les croix de jonction**

Les croix de jonction sont employées pour l'intersection de canalisations perpendiculaires, et les manchons de ces croix peuvent présenter des diamètres variables. Elles peuvent être soit à brides complètes, soit à manchons et à brides.

I.4.3. Les organes de mesures

- **Mesure de débit**

  Les instruments de mesure de débit au sein d'un réseau hydraulique sont spécialement élaborés pour évaluer le volume d'eau en circulation dans les canalisations. Ces équipements incluent les compteurs d'eau et les débitmètres, permettant ainsi aux gestionnaires de surveiller la distribution, de facturer les utilisateurs et de détecter d'éventuelles fuites ou fluctuations de débit.

- **Mesure de pression**

  Les appareils, couramment utilisés pour mesurer la pression sont:

  - Manomètres et Vaccuomètres :
  - à capsule
  - à membrane
  - à soufflet

I.5. Protection des canalisations

Les canalisations peuvent être exposées à divers risques, tel que la corrosion ou le coup de bélier et pour remédier ces problèmes, nous devons envisager des protections :

I.5.1. Protection des conduites contre le coup de bélier

I.5.1.1. Définition

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

- Ouvrir ou de fermer les vannes brusquement dans les conduites sous pression en écoulement gravitaire.
- Démarrage ou arrêt des pompes dans les canalisations sous pression par refoulement
- Variation du débit par changement de la vitesse d'une pompe
- Remplissage ou vidange de conduites

I.5.1.2. Risques associés au coup de bélier :

Les risques liés aux coups de bélier sont substantiels, avec des conséquences significatives potentielles, notamment :

- **Surpression :**

Lorsque la somme des surpressions induites par les coups de bélier et la pression initiale de la conduite dépasse la pression maximale admissible (PMA), il existe un risque de fissuration de la conduite et déboitement des joints.

- **Dépression :**

Elle survient, que ce soit suite à une pression excessive ou à l'arrêt brusque d'une pompe ou à une manœuvre instantanée d'une vanne. Si la pression descend en dessous de 10 mètres de colonne d'eau (mce), cela peut provoquer l'aplatissement de la conduite, entraîner l'aspiration des joints et déclencher la cavitation.

- **Fatigue des conduites :**

L'alternance de surpression (pression élevée) et de dépression (pression basse) peut exercer une contrainte excessive sur la paroi de la conduite, provoquant la fatigue de la conduite.

I.5.1.3.Protection de la conduite contre le coup de bélier (cas refoulement)

Pour prévenir les coups de bélier dans les systèmes de refoulement, divers appareils de protection sont couramment mises en œuvre, notamment :

- **Soupapes de décharge**
- **Volant d'inertie**
- **Cheminée d'équilibre**
- **Réservoir d'air**

Dans notre projet, nous proposons d'utiliser le réservoir d'air en raison de pouvoir être installé à proximité immédiate de la station de pompage et de lutter contre la surpression et de dépression.

a) Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air

Dans le cas où le groupe électrique est interrompu, le clapet se ferme. Étant donné que la pompe n'injecte plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est poussée dans la conduite. En effet, à ce moment-là, la pression de l'air dans la cloche reste supérieure à celle de réservoir. L'eau contenue dans la conduite change de direction en remontant vers la cloche après avoir perdu de sa vitesse. Ce phénomène entraîne une série de variations de pression, alternant entre surpressions et dépressions, jusqu'à ce que le phénomène s'atténue progressivement.

b) Calcul de réservoir d'air

Le dimensionnement du réservoir d'air consiste à calculer les valeurs maximales de surpression et de dépression dans les conduites de refoulement, ainsi que le volume

nécessaire pour le réservoir d'air. En ce qui concerne la méthode de calcul, on distingue : méthode de Bergeron, méthode de Vibert, méthode de Peuch et Meunier….ect ;

Dans notre projet nous avons choisi la méthode de Vibert, en raison de ses performances satisfaisantes pour les installations de petite et moyenne taille.

c) Dimensionnement de réservoir d'air [1]

- **Calcul de la célérité d'onde :**

La célérité de l'onde de coup de bélier, est calculée en utilisant la formule de B. Salah, qui prend en considération l'influence du sol sur la conduite [5]:

$$C = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1+\frac{k.2.a.\left(1-\vartheta_m^2\right).(1-\vartheta_s)}{\left(1-\vartheta_m^2\right).a.E_s+E_m.e_m.(1-\vartheta_s)}}} \qquad (\square I.1)$$

C : Célérité en [m/s]

K : Coefficient d'élasticité de l'eau. K = 2,07 × 10^9 pascal

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

e_m: Epaisseur de la conduite (m). em = 0,0572 m pour le PEHD DN 630 (voir annexe)

a: Rayon intérieur de la conduite (m)

ϑ_m: Cœfficient de poisson du matériau de la conduite ; ϑ_m=0.45 (PEHD)

ϑ_s**:** Cœfficient de poisson du sol entourant la conduite ; ϑ_s=0.33

E_m **:** Le module de Young du matériau de la conduite; E = 2.10^14 Pas

E_s **:** Module de Yong du sol considéré (E=200Mpa) Es = 2 × 10^8 pascal

Donc : les valeurs maximales de surpression et de dépression sont indiquées par :

$$\Delta Hmax = \pm\frac{c\times V_0}{g} \qquad (\square I.2)$$

V0 : Vitesse moyenne de refoulement en (m/s)

g : L'accélération de la pesanteur (m/s2)

- La charge tenant compte du coup de bélier :

$$\mathbf{Z = Hg \pm \frac{c \times V_0}{g}} \qquad \textbf{(□I.3)}$$

Hg : Hauteur géométrique (m)

- **La charge statique absolue :**

$$\mathbf{Z_0 = Hg + 10\ (m)} \qquad \textbf{(□I.4)}$$

$\boldsymbol{Z_0}$: Pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m)

- **La charge maximale absolue :**

$$\mathbf{Z_{max} = Z_0 + \frac{c \times V_0}{g}} \qquad \textbf{(□I.5)}$$

Tel que :

$\frac{Z_{max}}{Z_0} \Rightarrow$ Abaque de viber $\Rightarrow \frac{U0}{L \times S}$, $\frac{Z_{max}}{Z_0}$ **(voir annexe)**

$\boldsymbol{h_0 = \frac{v_0^2}{2 \times g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0}}$

On tire U0 a partir de $\frac{U0}{L \times S}$ **:**

$$U0 \times Z0 = Umax \times Zmin \Rightarrow Umax = \frac{U0 \times Z0}{Zmin}$$

Umax: volume du réservoir d'air

- **Application :**

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont présentées dans le tableau ci-dessus :

Tableau □I.1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Type de matériau	D (mm)	S (m2)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD	630	0.3	0.8	4313	115

- **Calcul de la célérité d'onde:**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau □I.2 :calcul de la célérité d'onde de la conduite de refoulement.

K (Pa)	ρ (Kg/m3)	a (m)	υm	υs	Es (Pa)	Em (Pa)	em (m)	C (m/s)
2,07 × 10^9	1000	0.258	0.45	0.33	2.10^8	2.10^14	0.0572	1438.7

- **Calcul de la capacité de réservoir :**

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : Calcul de volume du réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

Z0 (m)	Zmax (m)	V0 (m/s)	g (m/s2)	h0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U0 (m3)	Umax (m3)	V normalisé (litre)
125	242.3	0.8	9.81	0.03	0.00024	0.0014	0.59	1.81	3.07	4000

Tableau I.4 : Dimensions du réservoir de la station de pompage

capacité (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C(mm)
4000	1200	3800	1770	2400	150	900	167	400

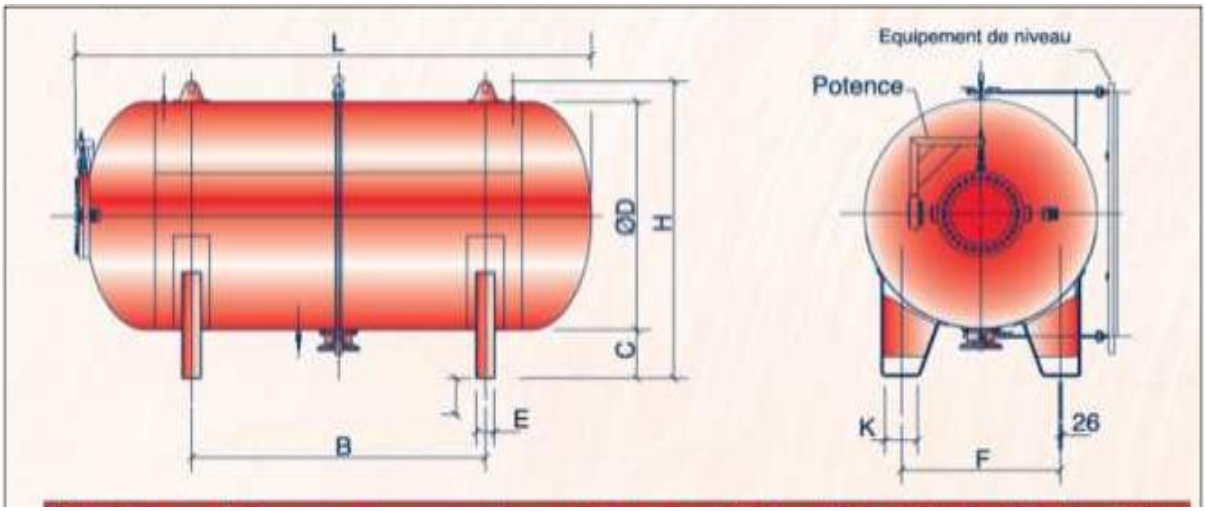


Figure I.13 : Réservoir d'air choisi.

I.5.1.4. Installation d'un réservoir d'air

Étant donné la taille du réservoir d'air, il sera positionné à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage pour minimiser l'espace occupé à l'intérieur de la salle des machines et pour optimiser les avantages en termes de génie civil.

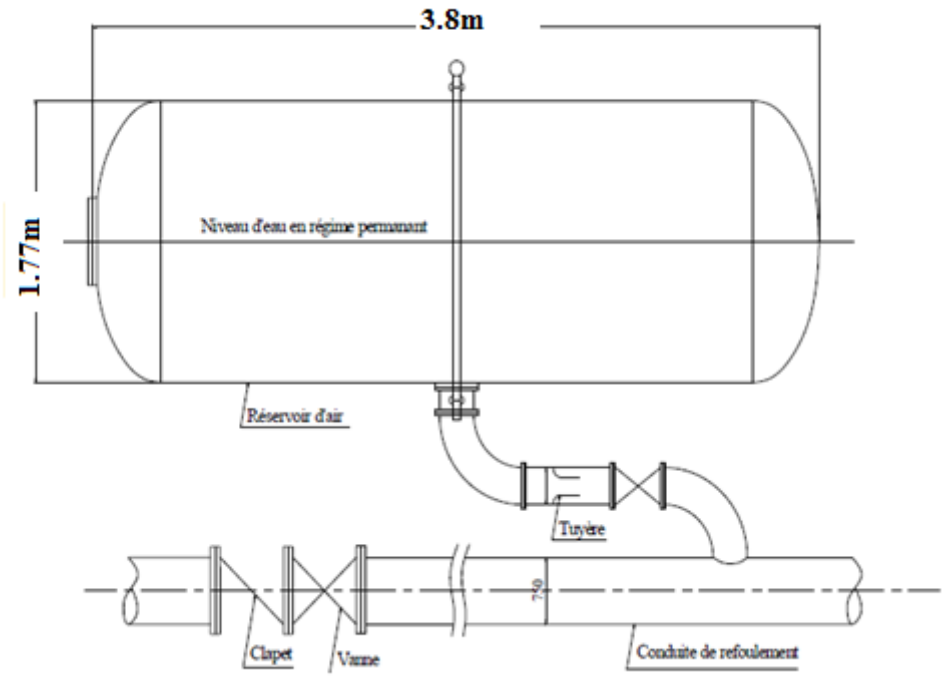


Figure I.14 : Installation du réservoir d'air

I.5.1.4. Protection de la conduite contre le coup de bélier (cas gravitaire)

Afin de garantir la sécurité des canalisations gravitaires contre les dommages causés par le coup de bélier, nous nous limiterons à calculer la durée de fermeture de la vanne finale sur ces canalisations gravitaires.

La célérité de l'onde a été précédemment calculée en utilisant la formule améliorée de B. SALAH **(VI .1)**, ce qui nous avait conduits à obtenir : **C= 1057.13m/s** (pour la conduite principale qui sort du réservoir 40000m3)

La durée de phénomène :

Le temps requis pour qu'une onde de surpression ou de dépression parcoure la distance aller-retour sur l'ensemble du tronçon est calculé en utilisant la formule suivante :

$$\mathbf{tr} = \frac{2L}{C} \qquad \textbf{(I.6)}$$

L : longueur de la conduite (m)

C : la célérité (m/s)

Alors : $tr = \frac{2\times 5010}{1057.13} \Rightarrow$ **tr = 9.48 s**

La formule de Michaud permet de déterminer la valeur de la surpression maximale tel que :

$$\mathbf{b} = \frac{2 \times L \times V}{g \times t} \qquad (\square \mathbf{I.7})$$

L : Longueur de la conduite gravitaire (m)

V : Vitesse d'écoulement (m/s)

t : le temps de fermeture du robinet vanne

Nous contrôlons la surpression pendant une période de 0,25 h en fermant la vanne du robinet.

Alors : **b = 2.38 m**

La charge a la pression : on applique la formule (VI -3) :

Z= 105 +2.38 = 107.4 m = **10.7 bar**

La limite de pression maximale acceptée par notre matériau, fonte, est de 25 bars. Par conséquent, les conduites gravitaires sont conçues pour résister aux effets du coup de bélier.

□I.5.2. Protection des conduites contre la corrosion

□I.5.2.1.Définition

La corrosion est un processus destructif qui résulte de l'interaction entre les conduites en métal et des facteurs extérieurs et intérieurs. Les facteurs extérieurs incluent l'exposition aux conditions environnementales telles que l'humidité, type de sol et les agents chimiques extérieurs, tandis que les facteurs intérieurs comprennent la composition de l'eau transportée, sa teneur en minéraux et son pH. La corrosion peut entraîner des fuites, une dégradation de la qualité de l'eau et une réduction de la durée de vie des conduites.

□I.5.2.2. Facteurs de la corrosion :

La corrosion des conduites est influencée par plusieurs facteurs, notamment :

- **Composition chimique de l'eau :** La qualité de l'eau, y compris sa teneur en minéraux, son pH, sa conductivité et sa dureté, peut jouer un rôle essentiel dans le développement de la corrosion. Des niveaux élevés de sels dissous, de chlorures, de sulfates, ou d'autres composés corrosifs peuvent accélérer la corrosion des conduites.
- **Nature des matériaux :** Le type de matériau utilisé a un impact significatif sur leur résistance à la corrosion. Les conduites en acier, en fonte ductile, en cuivre, en PVC ou en matériaux composites réagiront différemment aux facteurs corrosifs.
- **La vitesse de l'eau :** Un débit d'eau excessif à l'intérieur des conduites peut entraîner la dégradation du précipité de carbonate de calcium, qui sert de protection naturelle. Cela peut conduire à l'endommagement des canalisations.

- **Conditions environnementales :** Les conditions extérieures, telles que l'humidité, la température, la pollution atmosphérique et l'exposition aux agents chimiques, peuvent avoir un impact sur la corrosion des conduites.
- **Courants électriques :** La présence de courants électriques dans le sol ou dans l'eau peut favoriser la corrosion galvanique, où différents matériaux interagissent électro-chimiquement.
- **Tension mécanique :** Les contraintes mécaniques, comme les vibrations, les chocs ou les tensions, peuvent fragiliser les conduites et accélérer la corrosion.



Figure I.15 : corrosion interne dans une conduite.



Figure I.16 : Corrosion externe dans une conduite.

I.5.2.3. Protection des conduites contre la corrosion:

Pour la e protection contre la corrosion extérieure on trouve :

- Revêtements anticorrosion en Zinc, en polyéthylène, en polyuréthane ou en d'autres matériaux résistants à la corrosion.
- Enrobage de la conduite par le goudron, le bitume ou la résine sur la surface extérieure.
- La gestion de l'environnement autour des conduites, notamment la réduction de l'humidité du sol, la prévention de la stagnation d'eau et le contrôle de la qualité du sol.
- Ajouter des protections mécaniques, telle que des manchons en acier.

Pour la e protection contre la corrosion intérieure on trouve :

- L'application de revêtements internes protecteurs, tels que des époxydes ou des polymères spéciaux.
- Le contrôle du pH de l'eau peut être utilisé pour maintenir un environnement moins corrosif à l'intérieur des conduites.
- Ajouter des inhibiteurs de corrosion à l'eau peut former une couche protectrice sur la surface interne de la conduite, réduisant ainsi la vitesse de corrosion.



Figure I.17 : Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons indiqué les méthodes de pose des conduites dans diverses situations. Nous avons également abordé et prévu une protection contre les phénomènes de coup de bélier et la corrosion. En ce qui concerne la corrosion, nous avons opté pour l'application d'un revêtement en polyéthylène pour protéger les conduites en acier. Pour prévenir les effets du coup de bélier sur la conduite de refoulement, nous avons un réservoir d'air d'une capacité de 4000 litres.

Chapitre VII: Organisation de chantier

Chapitre 7 : Organisation de chantier

Introduction

Afin d'assurer que notre projet se déroule dans les meilleures conditions possibles, il est essentiel de mettre en œuvre l'organisation de chantier. Cette opération englobe la planification, la coordination, et la mise en œuvre de tous les moyens requis pour la réalisation des travaux, en mettant l'accent sur l'optimisation des ressources et des délais.

II.1. Différents travaux à entreprendre

II.1.1. Travaux d'adduction

Les éléments nécessaires pour la réalisation de l'adduction incluent :

1. **Exécution des tranchées :**

Il s'agit du processus de creusement de tranchées dans le sol en vue de l'installation de canalisations. Ces excavations sont effectuées au moyen d'une pelle hydraulique, et les matériaux excavés sont placés le long d'un des côtés de la tranchée, laissant l'autre côté disponible pour le revêtement des conduites.

2. **Construction des regards :**

Des structures enterrées généralement fabriquées en matériaux durables tels que le béton. Ils abritent des équipements essentiels tels que des vannes, des ventouses, et des vidanges, permettant ainsi de contrôler et de réguler le flux d'eau potable dans les réseaux de distribution.

3. **Pose du lit de sable :**

Généralement composé de sable propre et bien compacté d'une épaisseur de 0,15 à 0,2 m, est placé au fond de la tranchée avant de poser les conduites. Il remplit le support structurel, la protection mécanique, le nivellement, et favorise le drainage.

4. **Pose des conduites :**

Après avoir préparé le lit de sable, l'étape suivante consiste à installer les canalisations. Pendant cette opération, il est essentiel de surveiller fréquemment l'alignement des tuyaux afin d'éviter tout problème lors de leur raccordement ultérieur.

5. **Epreuve de joint et de la canalisation :**

Il s'agit d'une procédure de vérification de l'étanchéité des joints utilisés pour raccorder les différentes sections de conduites d'eau. Cette épreuve permet de s'assurer qu'aucune fuite ne se produit aux points de jonction. Cette procédure est réalisée au moyen d'une pompe d'épreuve, qui implique le remplissage de la conduite avec de l'eau sous une pression équivalente à 1,5 fois la pression de service anticipée pendant son utilisation normale. Cette épreuve doit être maintenue pendant environ 30 minutes, avec une variation de pression ne devant pas dépasser 0,2 bars.

6. Remblayage des tranchées :

C'est un processus de terrassement visant à enterrer la conduite en utilisant le sol excavé pour le recouvrement.Il est nécessaire de réaliser le remblaiement par couches successives de 20 à 30 cm d'épaisseur. Il convient de noter que le remblaiement des tranchées comprend généralement deux phases :

- Le remblai d'enrobage : utilisé immédiatement adjacent à la canalisation doit et être identique à celui qui a été utilisé pour le lit de pose, et ce, jusqu'à une hauteur uniforme de 10 cm
- Le remblai supérieur : Lorsqu'on procède au remblaiement supérieur, il est envisageable de réutiliser les matériaux extraits de la fouille initiale. Cependant, il est essentiel de préalablement éliminer tous les éléments dépassant une dimension de 10 cm, ainsi que tous objets pouvant potentiellement endommager la canalisation.

7. Nivellement et compactage :

Cette phase comprend deux étapes essentielles : d'abord, le nivellement, qui implique la répartition uniforme des terres en monticules, puis le compactage pour accroître la densité du sol, prévenant ainsi tout affaissement ultérieur.

II.1.2. Travaux concernant la station de pompage

Les opérations requises pour la mise en place de la station de pompage comprennent :

a) Décapage :

Consiste a retrait la couche superficielle de terre, de végétation, de roches ou d'autres matériaux présents à la surface du sol sur le site où la station de pompage sera construite.

b) Exécution des fouilles :

L'exécution de la fouille, désigne le processus de creusement ou d'excavation d'une tranchée dans le sol pour préparer le terrain en vue de l'installation de la station de pompage. Les tranchées à réaliser présentent les dimensions suivantes : L ×I × h

L : Longueur de la fouille (m)

l : Largeur de la fouille (m)

h : profondeur de la fouille (m)

Soit : 1,5 × 1,5 × 1,5 m 3

c) Coulage du béton de propreté :

Cette procédure est entreprise dans le but de garantir que les fondations reposent sur une surface propre et stable. Elle implique l'application d'une couche de béton d'une épaisseur de 10 cm au fond des tranchées excavées.

d) Remblayage :

Consiste au remplissage des espaces vides ou des fouilles autour des fondations et des structures de la station de pompage avec des matériaux appropriés, généralement de la terre ou du gravier.

e) Coulage du béton :

Cette phase du projet consiste à réaliser le coulage de béton dans les différentes composantes de la structure, avec un mélange de béton dosé à 350 kg/m³. Le béton est préparé au moyen d'une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, des demi-poteaux et des semelles nécessite l'utilisation d'une bétonnière à tambour. En revanche, pour les longrines et les dalles, où les quantités de béton sont plus importantes, l'usage d'une pompe à béton est indispensable.

f) Maçonnerie :

Elle implique la création de séparations entre les différentes pièces d'un bâtiment et la disposition de cloisons sous les longrines des fondations.

II.1.3. Travaux concernant les réservoirs :

Dans le cadre de notre projet d'étude, nous prévoyons la construction de trois réservoirs. Au cours de cette étape spécifique, nous allons calculer les volumes de travail nécessaires pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation du site.
- Pose du tout-venant en préparation du sol.
- Coulage du béton de propreté pour créer une base solide.
- Coulage du béton du radier pour la fondation du réservoir.
- Coulage du béton pour les voiles et les poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton pour la coupole et la dalle de la chambre de manœuvre.
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre pour la construction des murs.

Ces étapes sont essentielles pour la création d'un réservoir solide et fonctionnel.

II.2. Calcul des volumes des travaux

VII.2.1. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

- **Déblai d'excavation :**

Le calcul du volume des déblais dépend des dimensions des coupes en travers, à savoir que :

$$VD = SD \times L \qquad \textbf{(VII.1)}$$

VD : volume des déblais entre deux coupes consécutives

L : distance entre deux coupes consécutives

$\mathbf{S_D}$: Surface des déblais de chaque coupe, tel que :

$$S_D = b \times h \quad \textbf{(VII.2)}$$

b : largeur du tranchée

h : profondeur du tranchée

La profondeur du tranchée : donnée par la relation suivante :

$$htr = D + h + h1 \quad \textbf{(VII.3)}$$

htr : profondeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol

h1 : épaisseur du lit de pose on prend : **h1 = 0,20 m**

Largeur de la conduite : Pour calculer la largeur de la tranchée, on prendra en compte le diamètre de la conduite tout en laissant un espace de 40 cm de part et d'autre de la conduite.

$$b = D + 0{,}8 \quad \textbf{(VII.4)}$$

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.1 : Calcul du volume du déblai de l'adduction.

D (mm)	L (m)	b (m)	htr (m)	S_D (m2)	VD (m3)
700	5010	1.5	1.9	2.85	14278.5
710	11030	1.51	1.91	2.88	31766.4
500	152	1.3	1.7	2.21	335.92
450	4640	1.25	1.65	2.06	9558.4
315	125	1.12	1.52	1.7	212.5
630	4262	1.43	1.83	2.62	11166.44
400	51	1.2	1.6	1.92	97.92
400	2050	1.2	1.6	1.92	3936
Volume total					**71352.08**

- **Volume de lit de sable :**

Pour l'installation de la conduite le long de l'adduction, il est nécessaire de prévoir une couche de sable d'une épaisseur de 20 cm en tant que support. Tel que le volume de cette couche est déterminé par la formule suivante :

$$VL = b \times e \times L \qquad \textbf{(VII.5)}$$

b : largeur de la tranchée (m)

e : épaisseur du lit de sable, e = 20 cm

L : longueur de la tranchée (m)

Les données relatives au calcul du volume du lit de sable sont affichées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.2 : Calcul du volume du lit de sable.

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	V (m3)
700	5010	1.5	0.2	1503
710	11030	1.51	0.2	3331.06
500	152	1.3	0.2	39.52
450	4640	1.25	0.2	1160
315	125	1.12	0.2	28
630	4262	1.43	0.2	1218.93
400	51	1.2	0.2	12.24
400	2050	1.2	0.2	492
Volume total				**7784.75**

- **Volume de la conduite :**

L'installation des canalisations, dont la connaissance de la section est essentielle pour calculer le volume des remblais. Tel que le volume de la conduite est déterminé par la formule suivante :

$$VC = Sc \times L \qquad \textbf{(VII.6)}$$

Sc : section de la conduite (m2)

$$Sc = \frac{\pi \times D^2}{4} \qquad \textbf{(VII.7)}$$

D : diamètre de la conduite (m)

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.3 : Calcul du volume de la conduite.

D (mm)	L (m)	Sc (m2)	V (m3)
700	5010	0.38	1927.1
710	11030	0.39	4364.78
500	152	0.19	29.83
450	4640	0.16	737.59
315	125	0.08	9.74
630	4262	0.31	1327.89
400	51	0.13	6.41
400	2050	0.13	257.48
Volume total			**8660.81**

- **Volume du remblai compacté :**

Le volume des remblais correspondra à la différence entre le volume des déblais et la somme du volume occupé par la conduite et le volume du lit de sable.

$$V_r = V_D - V_L - V_c \qquad \textbf{(VII.7)}$$

V_r : Volume du remblai (m3)

V_D : Volume des déblais (m3)

V_L : Volume du lit de sable (m3)

V_c : Volume occupé par la conduite (m3)

Alors :Vr = 71352.08 - 7784.75 - 8660.81= **54906.52 m3**

Tableau VII.4 : volume des travaux d'adduction.

Désignation	Unité	Quantité
Déblais	M3	**71352.08**
Lit de sable	M3	**7784.75**
Conduite	M3	**8660.81**
remblais	M3	**54906.52**

VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : 18*6 (m2)
- La profondeur des fouilles h : h=1,5m.
- Les semelles sont de forme carré de côté L=1,5m et de hauteur h = 0,40m.
- Les demi poteaux sont de forme carrée de coté 0,3m et de hauteur h =1.7m.
- Les poteaux sont de forme carré de côté L = 0,3m et de hauteur totale h =5.4m.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 10cm.
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0,30 m.
- Les longrines ont une hauteur de h = 0,60 m et une épaisseur de 0,40 m.

Avec un bâtiment mesurant 18 mètres de long sur 6 mètres de large, et en considérant un espacement de 4.28 mètres entre les poteaux le long de la longueur et de 5,4 mètres entre les poteaux le long de la largeur, le nombre total de poteaux requis est de 6 poteaux.

Le nombre de fouilles et de semelles correspond au nombre de poteaux, c'est-à-dire 6 semelles et 6 fouilles en tout.

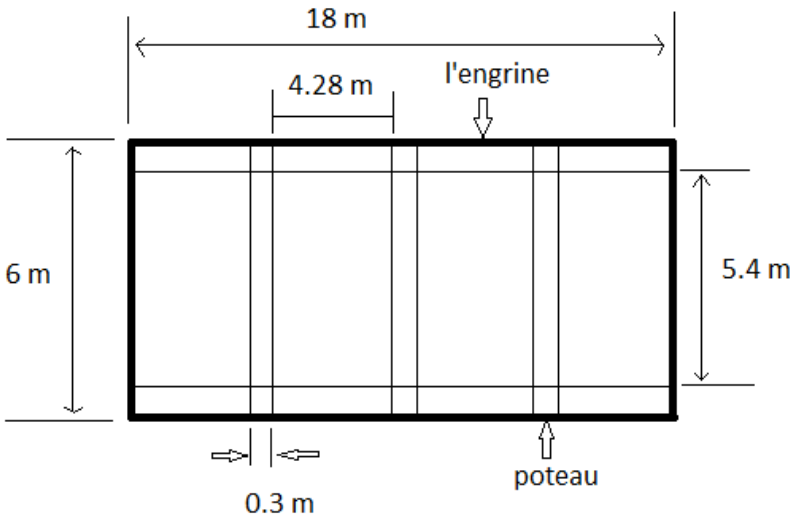


Figure VII.1 : vue en plan de la station de pompage.

❖ **Calcul du volume de décapage :**

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extérieures des fouilles Donc le volume de décapage égale a :

Vd= e × l × L= 0.10* 18*6 = 10.8 m3

Donc : le volume de décapage est estimé à **11 m3.**

- **Calcul du volume des déblais :**

Comme le bâtiment de la station de pompage est construit sur le terrain naturel, le volume des déblais correspond au volume des terres excavées lors des fouilles.

Pour une fouille : V = 1,5 × 15 × 1,5= **3,375 m3**.

Pour 6 fouilles ; Vexa =3,375 × 6 ⟹ **Vexa = 20.3 m3**

- **le volume du béton de propreté :**

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille :

V_{bp} = 1,5 × 1,5 × 0,1 = **0,225 m3**

Pour les 6 fouilles : V_{bp} = 6 × 0,225 ⟹ $\boldsymbol{V_{bp}}$ **= 1.35 m3**

- **le volume de béton armé :**

Les composants de la station de pompage réalisés en béton armé sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.5 : Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage.

Eléments	L (m)	i (m)	h (m)	N	V = L×l×h×N (m3)
Semelles	1.5	1.5	0.4	6	5.4
Demi-poteaux	0.3	0.3	1.7	6	0.92
poteaux	0.3	0.3	5.4	6	2.92
Ceintures inf. sup. long.	18	0.4	0.6	5	21.6
Ceintures inf. sup. larg.	6	0.4	0.6	10	14.4
Dalle supérieur	18	6	0.1	1	10.8
Chape inférieure	18	6	0.1	1	10.8
Volume total					**66.83**

- **Calcul du remblai compacté :**

- **Fouille :**

V0 =3,375 m3 (le volume d'une fouille).

V1 = 0,225m3 (le volume occupé par le béton de propreté).

V2 = 0,15m3 (le volume occupé par le demi – poteau).

V3 = 0,9 m3(le volume occupé par la semelle).

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

Vrc = V0-(V1+V2+V3) = 3,375-(0,225+0,15+0,9) = **2.1 m3**

Alors : pour 6 semelles Vrc = 2,1×6 ⟹ **Vrc = 12.6 m3**

- **la dalle inférieure :**

Vrc = 0,3 × 18 × 6 ⟹ **Vrc = 32.4 m3**

- **Remblai compacte total :**

Vt = 12.6 + 32.4 ⟹ **Vt = 45 m3**

❖ **Calcul du volume de la maçonnerie :**

Le type de briques est employé :

Briques (30 x 20 x 10) cm, alors Sb=0,06 m²

Surface du mur : Sm = 2 × 5,4 × (18+6) ⟹ Sm = 259.2 m².

Nombre de briques : Nb = $\frac{259.2}{0.06}$ = **4320 briques**

Il est nécessaire de commander le nombre de briques de :

Nb+100 = 100+4320 = **4420 briques.**

Le tableau ci-dessous résume les résultats en ce qui concerne le volume des travaux :

Tableau VII.6 : Volumes des travaux de la station de pompage.

Désignation	**Unité**	**Quantité**
Décapage	M3	11
Excavation	M3	20.3
Béton de propreté	M3	1.35
Béton armé	M3	66.83
Remblai compacté	M3	45
Maçonneries	brique	4420

VII.2.3. Calcul des volumes des travaux de réservoir :

Les réservoirs de notre système d'adduction sont au nombre de trois, dont deux réservoirs de stockage de capacité 20000 m3, 10000 m3 et une bâche de reprise de capacité de 460m3.

- L'excavation doit avoir une profondeur de 2 mètres.
- Le diamètre de l'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 1 mètre de chaque côté.
- Le lit en tout venant doit avoir une épaisseur de 0,3 mètre.
- Le béton de propreté doit avoir une épaisseur de 0,15 mètre.
- Le radier du réservoir doit avoir une épaisseur de 0,15 mètre.
- Le voile du réservoir doit avoir une épaisseur de 0,25 mètre.
- La coupole doit avoir une épaisseur de 0,1 mètre.
- L'acrotère doit mesurer 0,3 mètre en hauteur et 0,08 mètre en épaisseur.
- Les chicanes doivent être construites avec des briques de surface unitaire de 0,2 × 0,3 mètres carrés.

Les caractéristiques des chambres de manœuvre sont les suivantes :

- Les chambres ont une longueur de 6 mètres.
- Leur largeur varie de 3 mètres.
- La hauteur des chambres est de 3 mètres.
- Les murs souterrains sont constitués de béton armé d'une épaisseur de 0,2 mètre, s'étendant sur une profondeur de 0,5 mètre.
- Les murs au niveau du sol sont construits en briques sur une hauteur de 2,5 mètres.
- Une dalle d'une épaisseur de 0,15 mètre repose sur 4 poteaux et 3 ceintures de support.
- Les poteaux ont une forme carrée avec des dimensions de 0,3 × 0,3 mètres carrés, tandis que les ceintures présentent une forme rectangulaire de 0,3 × 0,45 mètres carrés.

❖ Calcul du volume des déblais :

La somme des volumes de déblais provenant des réservoirs et des chambres de manœuvres constitue le volume total des déblais :

$$\mathbf{Vd} = [\boldsymbol{S} + (\boldsymbol{L} \times \boldsymbol{l})] \times \mathbf{hexc} \qquad \textbf{(VII.8)}$$

Pour le réservoir circulaire : S = $\left(\frac{\pi \times Dexc^2}{4}\right)$

Pour le réservoir rectangulaire : S = Lexc × lexc

Lexc : longueur d'excavation, Lexc = L + (2× 1.3)

lexc : largeur d'excavation, lexc = 1 + (2 × 1.3)

Dexc : Diamètre d'excavation (m), Dexc = Dext + 2

Dext : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m), Dext = Dint + (2 × 0,3)

Dint : Diamètre intérieur du réservoir (m)

L : longueur de la chambre de manœuvre (m)

l : largeur de la chambre de manœuvre (m)

hexc : profondeur d'excavation (m), hexc = 1 m

Tableau VII.7 : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres.

Réservoirs	Dint (m)	Dext (m)	Dexc (m)	L (m)	l (m)	Vd (m3)
Réservoir de la zone	40	40.6	42.6	6	3	1442.59
Bâche de reprise	11	11.6	13.6	0	0	145.19

Tableau VII.8: Calcul de volume de déblai pour le réservoir d'OuledSabor.

Réservoirs	Lexc (m)	lexc (m)	S (m)	L (m)	l (m)	Vd (m3)
Réservoir d'Ouled Sabor	73.3	37.9	2778.07	6	3	2796.07

Alors : le volume total du déblai :

Vt = 1442.59 + 145.19 +2796.07 = **4383.85 m3**

- **Calcul du volume du tout-venant :**

Le volume du tout-venant sera calculé par la formule suivante :

$$\mathbf{Vtv = S \times e_{tv}} \qquad \textbf{(VII.9)}$$

$\boldsymbol{e_{tv}}$: Epaisseur de la couche du tout- venant (m), $\boldsymbol{e_{tv}}$ = 0,3 m

Tableau VII.9 : Calcul des volumes de tout- venant:

Réservoirs	Dexc (m)	S (m)	e_{tv} (m)	Vtv (m3)
Réservoir de la zone	42.6	1425.3	0.3	427.59
Bâche de reprise	13.6	145.27	0.3	43.9

Tableau VII.10 : Calcul des volumes de tout- venant du réservoir d'OuledSabor :

Réservoirs	Lexc (m)	lexc (m)	S (m)	e_{tv} (m)	Vd (m3)
Réservoir d'Ouled Sabor	73.3	37.9	2778.07	0.3	833.4

Alors : le volume total du tout- venant:

Vt = 427.59+ 43.9+833.4= **1304.89 m3**

- **Calcul du volume de béton de propreté :**

L'application du béton de propreté s'étendra sur une distance de 0,6 mètres à partir des parois extérieures du réservoir. Le calcul du volume de béton de propreté sera effectué en utilisant la formule suivante :

$$V_{bp} = S \times e_{bp} \quad \textbf{(VII.10)}$$

Pour le réservoir circulaire : S = $\left(\frac{\pi \times Dbp^2}{4}\right)$

Dbp: Diamètre de la couche du béton de propreté (m), Dbp = Dext + 1,2

Pour le réservoir rectangulaire : S = Lbp × lbp

Lbp : longueur d'excavation, Lbp = L + (2× 0.6)

lbp : largeur d'excavation, lexc = l + (2 × 0.6)

ebp : Epaisseur de la couche du béton de propreté (m), ebp = 0,15 m

Tableau VII.11 : Calcul des volumes du béton de propreté.

Réservoirs	S (m)	e_{bp} (m)	Vbp (m3)
Réservoir de la zone	1372.28	0.15	205.84
Bâche de reprise	128.68	0.15	19.3
Réservoir d'Ouled Sabor	2624.35	0.15	393.65

Volume total	**618.79**

❖ Calcul du volume du béton armé :

Les éléments du réservoir sont estimés par la formule :

$$\mathbf{Vba = S \times H} \qquad \mathbf{(VII.11)}$$

Pour le réservoir circulaire : S = $\left(\frac{\pi \times (Dext^2 - Dint^2)}{4}\right)$

Dext : Diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m)

Dint : Diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m)

H : Hauteur de l'élément du réservoir (m)

Pour le réservoir rectangulaire : S = L × l

L : longueur extérieur de l'élément du réservoir (m),

l : longueur intérieur de l'élément du réservoir (m),

Tableau VII.12 : Calcul du volume du béton armé.

Réservoirs	**Eléments**	**S (m2)**	**H (m)**	**Vba (m3)**
Réservoir de la zone	Radiers	1266.08	0.45	569.74
	Voiles	31.51	4	126.06
	Ceintures supérieures	50.52	0.5	25.26
	Acrotères	50.52	0.3	15.16
Bâche de reprise	Radiers	97.64	0.45	43.94
	Voiles	10.5	4	42.03
	Ceintures supérieures	14.07	0.5	7.04
	Acrotères	14.07	0.3	4.22
Réservoir d'Ouled Sabor	Radiers	2495.7	0.45	1123.07
	Voiles	63.6	4	254.4
	Ceintures supérieures	84.8	0.5	42.4
	Acrotères	84.8	0.3	25.44
Volume total				**2277.76**

❖ Coupoles :

Pour le réservoir circulaire:

$$\mathbf{R} = \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2 \times f} \qquad \textbf{(VII.12)}$$

R : Rayon de la coupole (m)

D : Diamètre du réservoir (m)

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m

$$\mathbf{Vc = 2 \times \pi \times R \times f \times ec} \qquad \textbf{(VII.13)}$$

Vc : Volume du béton armé de la coupole (m2)

ec : Epaisseur de la coupole (m), ec = 0,1 m

Pour le réservoir rectangulaire:

$$\mathbf{Vc = L \times l \times ec} \qquad \textbf{(VII.14)}$$

L : longueur de la coupole (m)

l : largeur de la coupole (m)

Tableau VII.13 : Calcul du volume du béton armé pour les coupoles.

Réservoir	**R (m)**	**Vc (m3)**
Réservoir de la zone	134.08	126.37
Bâche de reprise	10.83	10.2
Réservoir d'Ouled Sabor	-	249.57
total		**386.32**

Le volume total du béton armé du réservoir est :

Vba= 2277.76 + 386.32 = **2664.08 m3.**

Les résultats des calculs du volume de béton armé utilisé dans la chambre de manœuvre sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.14 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m))	N	V = L×l×h×N (m3)
Voiles	5	0.2	0.5	3	1.5
Poteaux	0.3	0.3	3	4	1.08
Ceintures inf. long	5	0.3	0.3	3	1.35
Ceintures inf. larg	4	0.3	0.3	3	1.08
Ceintures sup. long	5	0.3	0.3	3	1.35
Ceintures sup. larg	4	0.3	0.45	3	1.62
Dalle supérieure	5	4	0.08	1	1.6
Chape inférieure	5	4	0.08	1	1.6
Volume total					11.18

Le nombre des chambres de manœuvre étant deux, alors le volume total du béton armé de ces chambres de manœuvre est de : 2 × 11.18 soit : Vch= **22.36 m3**

- Alors : le volume total du béton armé du réservoir et de la chambre de manœuvre sera de **2686.44 m 3.**

❖ Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté correspond à l'espace restant une fois que le béton armé des voiles a été coulé entre ces voiles et les parois d'excavation.

$$\mathbf{Vr = Src \times h} \qquad \mathbf{(VII.15)}$$

Pour le réservoir circulaire : S = $\left(\frac{\pi\times(Dexc^2 - Dext^2)}{4}\right)$

h : Profondeur d'excavation (m), h = 1 m

Tableau VII.15 : Calcul du volume du remblai compacté.

Réservoir	Dexc (m)	Dext (m)	Vrc (m3)
Réservoir de la zone	42.6	40.6	130.69
Bâche de reprise	13.6	11.6	39.6
Réservoir d'Ouled Sabor	-	-	64.02
total			**234.31**

- **Calcul du volume de la maçonnerie :**

Seuls les murs situés au niveau du sol de la chambre de manœuvre des réservoirs seront érigés en utilisant des briques de dimensions 30 × 20 centimètres carrés. Alors la surface d'une seule brique est de 0,06 mètres carrés.

La superficie totale de maçonnerie pour la chambre de manœuvre est de 42 m2.

Cela signifie que la quantité de briques nécessaires pour réaliser la maçonnerie est de 700 briques. En prenant en compte les pertes éventuelles, il est prévu d'utiliser 730 briques.

Puisque le nombre de chambres de manœuvre est deux, le nombre total de briques requises pour l'ensemble des chambres de manœuvre s'élève à 2 × 730, soit un total de **1460briques**.

II.3. Calcul des coûts de travaux :

Les tableaux ci-dessous présentent les coûts associés aux travaux d'adduction, à la station de pompage ainsi qu'aux divers réservoirs.

Tableau VII.16 : Coût des travaux de l'adduction.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
Déblais	M3	71352.08	300	21405624
Lit de sable	M3	7784.752	800	6227801.6
700	M3	1927.097	40000	77083860
710	M3	4364.775	76600	334341769
500	M3	29.83	44958	1341097.14
450	M3	737.586	36645	27028839
315	M3	9.736	18112	176346.639
630	M3	1327.896	71642	95133155.5
400	M3	6.406	29066	186185.17
400	M3	257.48	29066	7483913.68
remblais	M3	54906.52	400	21962608
totale				**592371200**

Le coût des travaux de l'adduction est de : cinq cent quatre - vingt- douze millions trois cent soixante et onze mille deux cents (**592 371 200 DA**).

Tableau VII.17 : Coût des travaux de la station de pompage.

Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	M3	31.3	300	9390
Béton de propreté	M3	1.35	8000	10800
Béton armé	M3	66.83	25000	1670750
Remblai compacté	M3	45	400	18000
Maçonneries	brique	4420	40	176800
total				**1885740**

Le coût des travaux de la station de pompage est de : un million huit cent quatre-vingt cinq mille sept cent quarante Dinars Algériens **(1 885 740 DA).**

Tableau VII.18 : Coût des travaux des réservoirs.

Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	M3	4383.85	300	1315155
Tout venant	M3	1304.89	600	782934
Béton de propreté	M3	618.79	8000	4950320
Béton armé	M3	2686.44	25000	67161000
Remblai compacté	M3	234.31	400	93724
Maçonneries	brique	1460	40	58400
total				**74361533**

Le coût des travaux des réservoirs est de : soixante-quatorze millions trois cent soixante et un mille cinq cent trente- trois (**74 361 533 DA**).

Tableau VII.19: Bilan des coûts.

Coût de l'adduction	**592371200**
Coût station de pompage	**1885740**
Coût des réservoirs	**74361533**

Le coût global du projet est estimé à : **668 618 473 DA.**

En incluant la taxe sur la valeur ajoutée (TVA) qui s'élève à environ 17 %, le total est le suivant : Sept cent quatre vingt - deux millions deux cent quatre - vingt trois mille six cent treize **(782 283 613DA).**

II.4. Planification des travaux :

Avant d'entamer les travaux sur le chantier, il est impératif de procéder à une planification préliminaire. Cette planification englobe une analyse théorique constante visant à optimiser l'utilisation de la main-d'œuvre et des ressources disponibles.

L'objectif principal de cette planification est de garantir que toutes les opérations se déroulent de la manière suivante :

- Dans un ordre approprié, en respectant la séquence correcte des opérations du réseau.
- Sans aucun retard.
- En optimisant les coûts au maximum.

Les travaux à venir seront structurés en utilisant la méthode du réseau à chemin critique (CPM), ou méthode PERT (program évaluation reviewtechnic), C'est une méthode dans laquelle les nœuds et les flèches sont utilisés pour représenter des tâches, et ils sont traversés par un flux qui symbolise le temps ; chaque point de jonction, qu'il s'agisse de nœuds ou de flèches, représente une étape.

II.4.1. Définition des tâches et leurs durées :

- La réalisation de l'adduction.
- La construction de la station de pompage
- La construction des réservoirs de notre adduction se feront en parallèle

a. La réalisation de l'adduction :

Le tableau ci-dessous répertorie les étapes de construction de l'adduction et les périodes nécessaires pour chaque tâche :

Tableau VII.20 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Exécution des tranchées « Réservoir 40000m3 – Point de piquage 1 »	90
B	Exécution des tranchées « Point de piquage1 – réservoir Ouled Sabor »	150
C	Exécution des tranchées « réservoir Ouled Sabor – bâche Tiner »	70
D	Exécution des tranchées « réservoir Ouled Sabor – bâche d'aspiration »	8
E	Exécution des tranchées « bâche d'aspiration – station de pompage »	5
F	Exécution des tranchées « station de pompage – point de piquage 2 »	75
G	Exécution des tranchées « Point de piquage 2 – réservoir existant Ouled Sabor (R2) »	4
H	Exécution des tranchées « Point de piquage 2 – réservoir Mega zone »	35
I	Pose du lit de sable « Réservoir 40000m3 – Point de piquage 1 »	50
J	Pose du lit de sable « Point de piquage1 – réservoir Ouled Sabor »	60
K	Pose du lit de sable « réservoir Ouled Sabor – bâche Tiner »	40
L	Pose du lit de sable « réservoir Ouled Sabor – bâche d'aspiration »	4
M	Pose du lit de sable « bâche d'aspiration – station de pompage »	2
N	Pose du lit de sable « station de pompage – point de piquage 2 »	45
O	Pose du lit de sable « Point de piquage 2 – réservoir existant Ouled Sabor (R2) »	2
P	Pose du lit de sable « Point de piquage 2 – réservoir Mega zone »	10
Q	Remblayage des tranchées « Réservoir 40000m3 – Point de piquage 1 »	30
R	Remblayage des tranchées « Point de piquage1 – réservoir Ouled Sabor »	40
S	Remblayage des tranchées « réservoir Ouled Sabor – bâche Tiner »	20
T	Remblayage des tranchées « réservoir Ouled Sabor – bâche d'aspiration »	3
U	Remblayage des tranchées « bâche d'aspiration – station de pompage »	2
V	Remblayage des tranchées « station de pompage – point de piquage 2 »	30
W	Remblayage des tranchées « Point de piquage 2 – réservoir existant Ouled Sabor (R2) »	2
y	Remblayage des tranchées « Point de piquage 2 – réservoir Mega zone »	5

b. La station de pompage :

Le tableau ci-dessous répertorie les étapes de construction de la station de pompage et les périodes nécessaires pour chaque tâche :

Tableau VII.21 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Décapage	4
B	Excavation	8
C	Coulage du béton de propreté	2
D	Coulage du béton pour les semelles	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux	5
F	Remblayage et compactage des fouilles	4
G	Construction des mures	8
H	Coulage béton longrines inférieurs	15
I	Remblayage et compactage des casiers	5
J	Coulage de la chape inférieure	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieurs et de la dalle	60
M	Maçonnerie et finition générale	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	6
O	Excavation pour la bâche d'aspiration	4
P	Pose du tout venant	3
Q	Coulage du béton de propreté	2
R	Coulage du béton armé du radier	4
S	Coulage du béton armé du voile de la bâche	10
T	Coulage du béton armé de la dalle	4

c. Réservoirs :

Le tableau ci-dessous répertorie les étapes de construction du réservoir et les périodes nécessaires pour chaque tâche :

Tableau VII.22 : Temps de réalisation des opérations du réservoir.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation	9
B	Pose du tout-venant	4
C	Coulage du béton de propreté	2
D	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre	60
E	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
F	Coulage du béton armé de la ceinture supérieur du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	30
G	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	75
H	Remblayage et compactage	2
I	Maçonnerie et finition générale	30
J	Evaluation des débris et nettoyage	2

II.4.2. Planification par la méthode du réseau à chemin critique (CPM):

a. Adduction :

Ce tableau illustre comment chaque étape de la construction de l'adduction est liée aux étapes précédentes et suivantes.

Tableau VII.23 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
A	-	I, B	**M**	L, E	U, N
B	A	J, C	**N**	M, F	V, O
C	B	K, D	**O**	N, G	W, P
D	C	L, E	**P**	O, H	Y
E	D	M, F	**Q**	I	R
F	E	N, G	**R**	Q, J	S
G	F	O, H	**S**	R, K	T
H	G	P	**T**	S, L	U
I	A	Q, J	**U**	T, M	V
J	I, B	R, K	**V**	U, N	W
K	J, C	S, L	**W**	V, O	Y
L	K,D	T, M	**y**	W, P	-

b. La station de pompage:

Ce tableau illustre comment chaque étape de la construction de la station de pompage est liée aux étapes précédentes et suivantes.

Tableau VII.24: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de SP.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
A	-	B	**k**	J	L
B	A	C	**L**	K	M
C	B	D	**M**	L, T	N
D	C	E	**N**	M	-
E	D	F	**O**	-	P
F	E	G	**P**	O	Q
G	F	H	**Q**	P	R
H	G	I	**R**	Q	S
i	H	J	**S**	R	T
j	I	K	**T**	S	M

c. Réservoirs :

Ce tableau illustre comment chaque étape de la construction de réservoir est liée aux étapes précédentes et suivantes.

Tableau VII.25: Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réservoir.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
A	-	B	**F**	E	G, H
B	A	C	**G**	F	I
C	B	D	**H**	F	I
D	C	E	**I**	G, H	J
E	D	F	**J**	I	-

Les réseaux à nœuds sont représentés dans les figures suivantes, où les dates de début et de fin au plutôt, ainsi que les dates de début et de fin au plus tard, sont clairement indiquées, tout comme les marges totales et les durées d'exécution.

Les flèches rouges portées sur les figures représentent le chemin critique de réseau.

Alors : le temps de réalisation de l’ensemble du projet est de 954 jours, soit presque deux ans et huit mois.

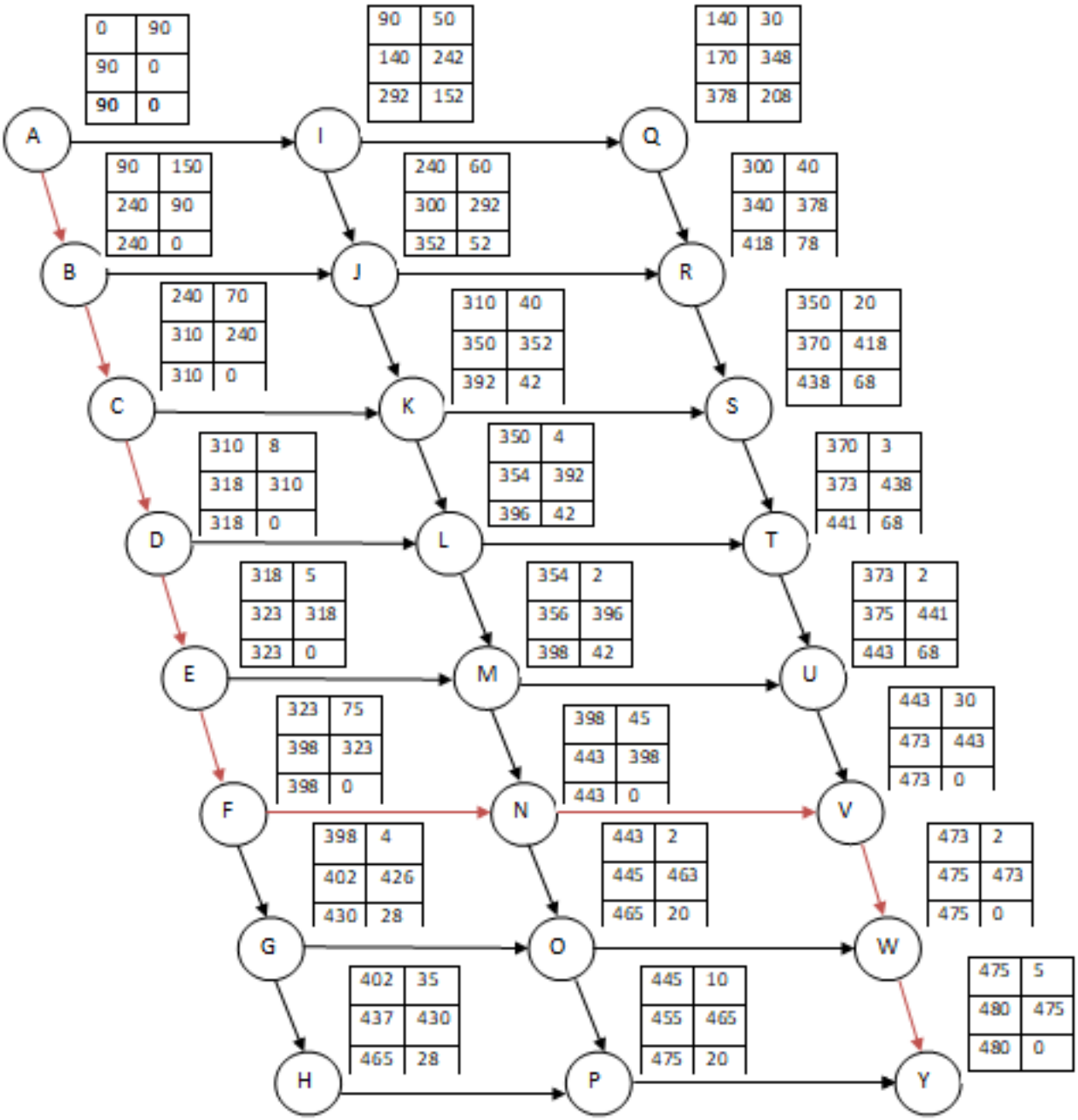


Figure VII.2: Réseau à nœuds de l'adduction.

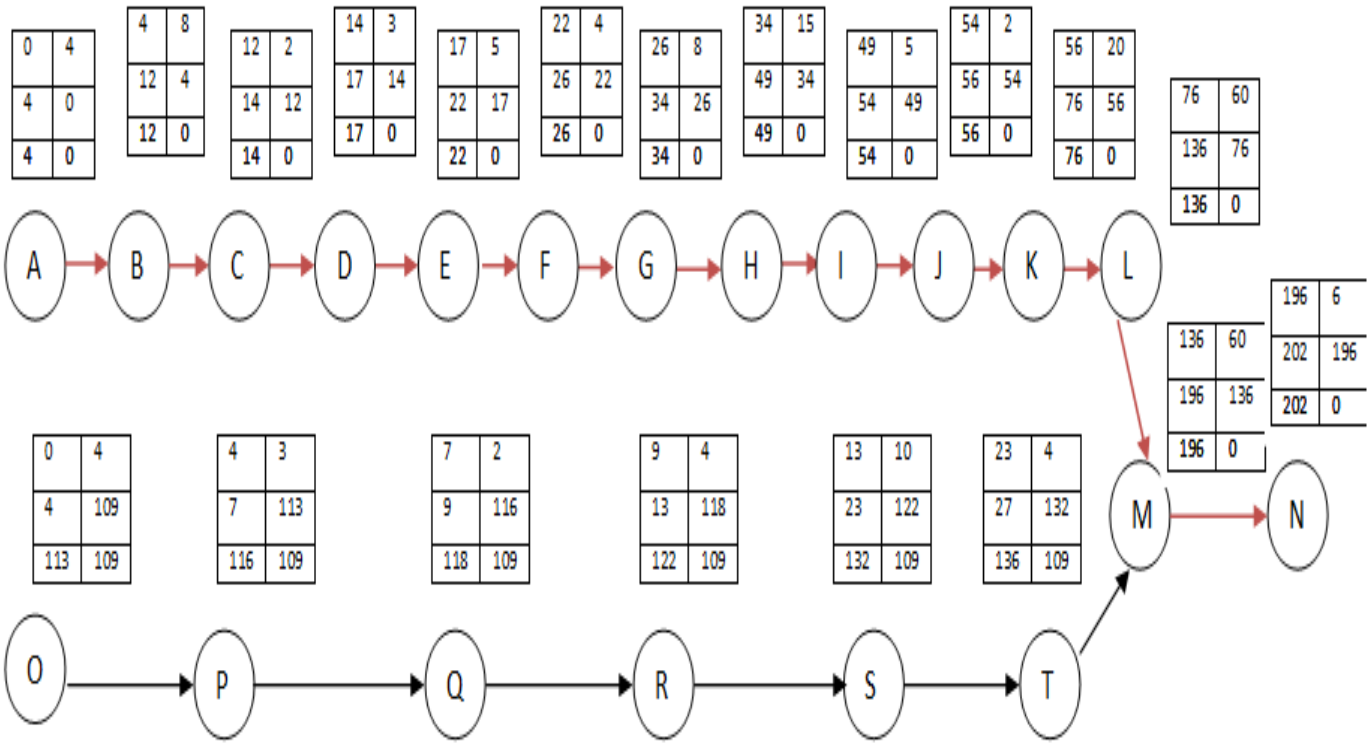


Figure VII.3: Réseau à nœuds de la station de pompage.

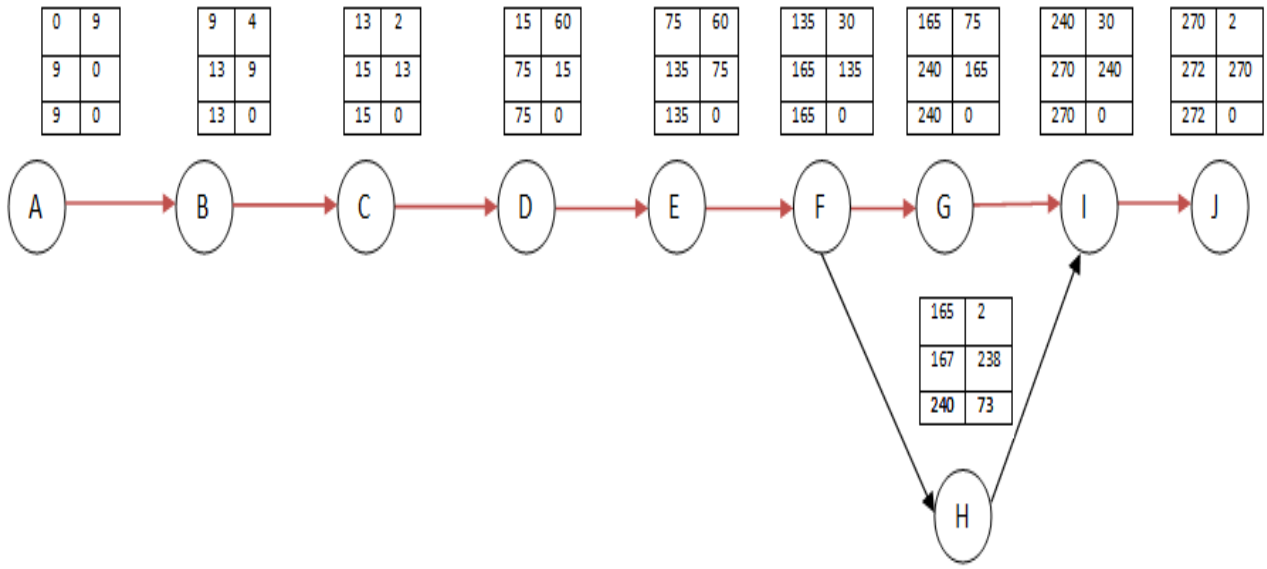


Figure VII.4: Réseau à nœuds du réservoir.

II.5. Les Engins :

La réalisation d'un réseau d'adduction d'eau potable consiste en la mise en place des infrastructures nécessaires pour acheminer de l'eau propre depuis une source vers les consommateurs. Cela inclut la création de canalisations souterraines, l'utilisation d'engins lourds pour creuser et poser les conduites, ainsi que des mesures de contrôle de la qualité de l'eau pour garantir son innocuité.

Voici une liste des engins couramment utilisés sur ce type de chantier :

- Pelle hydraulique
- Bulldozer
- Compacteur
- Camions de transport
- Machine de soudage

II.5.1. Pelle hydraulique :

Une pelle hydraulique est une machine de construction lourde équipée d'un bras articulé et d'une grande pelle à godet à l'extrémité. Elle est alimentée par un système hydraulique puissant qui permet de déplacer le bras et le godet avec une grande précision et une grande force. Les pelles hydrauliques sont utilisées dans diverses applications, telles que l'excavation de tranchées, le creusement de fondations, la manipulation de matériaux lourds, et d'autres travaux de terrassement sur les chantiers de construction. Elles sont essentielles pour des opérations de construction et d'excavation efficaces et précises.

II.5.2. Bulldozer :

Un bulldozer est un engin de chantier utilisé dans la réalisation d'un réseau d'adduction d'eau potable pour préparer le terrain en nivelant et en aplanissant la zone où les tranchées seront creusées et les conduites d'eau seront posées. Il est employé pour déplacer la terre, le gravier et d'autres matériaux afin de créer une base solide et de faciliter la construction du réseau d'adduction d'eau.

Le bulldozer est un équipement essentiel pour la préparation du terrain et l'aménagement des infrastructures nécessaires à la distribution de l'eau potable.

II.5.3. Compacteur :

Un compacteur des tranchées est un engin de chantier spécialement conçu pour compacter et tasser le sol autour des conduites d'eau potable lors de la construction d'un réseau d'adduction d'eau potable. Son objectif principal est de garantir une assise solide et stable pour les tuyaux d'eau afin de minimiser les risques de tassement ou de dommages futurs.

Ce processus de compactage assure également une meilleure protection des conduites et contribue à maintenir l'intégrité du réseau au fil du temps.

II.5.4. Camion de transport :

Un véhicule spécialement conçu pour le déplacement de matériaux, d'équipements et de fournitures nécessaires à la construction, la réparation ou la maintenance du réseau d'eau potable. Ces camions peuvent transporter des matériaux de construction, des conduites, des équipements de soudage, des travailleurs, et d'autres ressources essentielles sur le chantier, contribuant ainsi à l'efficacité du projet d'AEP.

II.5.5.machines de soudages :

Des équipements spécialisés utilisés pour fusionner et assembler les sections de conduites d'eau. Elles permettent de réaliser des soudures solides et étanches, assurant ainsi l'intégrité du réseau d'adduction. Ces machines peuvent varier en fonction des types de matériaux de conduite utilisés,

Pour notre projet :

Nous utilisons des machines de soudage bout à bout pour les conduites en PEHD (polyéthylène haute densité). Ces équipements sont spécialement conçus pour fusionner de manière homogène les extrémités des conduites en PEHD. Cette méthode de soudage consiste à chauffer les extrémités des tuyaux jusqu'à ce qu'ils deviennent malléables, puis à les presser ensemble pour créer une liaison solide et étanche. Ces machines garantissent des joints robustes et fiables, essentiels pour assurer l'intégrité du réseau d'eau potable et prévenir les fuites.

Pour les conduites en fonte, il existe des équipements spécialement conçus pour assembler de manière sécurisée et fiable des sections de conduites en fonte de gros diamètres. Ces machines utilisent diverses techniques de soudage, telles que le soudage par emboîtement, à l'arc submergé ou le soudage à la fusion, afin de relier les extrémités des conduites. Elles garantissent une connexion étanche et durable, ce qui est essentiel pour assurer le bon fonctionnement du réseau d'eau potable. Souvent équipées de contrôles avancés, elles permettent de surveiller et de réguler le processus de soudage, assurant ainsi la qualité de la jointure.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une étude estimative des volumes de travail, ainsi que l'établissement de l'estimation du coût total du projet. De plus, nous avons planifié les travaux et décrit les engins les plus appropriés nécessaires pour une exécution optimale du projet.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Pendant l'accomplissement de ce travail, nous pensons avoir clairement identifié les différentes phases de réalisation du projet d'approvisionnement en eau potable pour les villes de Tiner, Ouled Sabor, et la méga zone à partir du réservoir de 40 000 m³.

Tout d'abord, nous avons effectué une synthèse descriptive de ces localités et recueilli les données essentielles qui ont servi de fondement à notre projet. Ce projet a été élaboré en prenant en compte la perspective de l'année 2053, car l'évaluation des besoins maximaux en eau potable a démontré la nécessité de prévoir un transfert quotidien de 35 588,53 m³ d'eau depuis le réservoir de 40 000 m³.

Ensuite, nous avons proposé la réalisation d'un réservoir à Ouled Sabor, garantissant l'approvisionnement en eau gravitaire de la ville de Tiner, ainsi que de la bâche de la station de pompage. De plus, nous avons prévu la mise en place d'un réservoir circulaire de stockage d'une capacité de 10 000 m³ pour répondre aux besoins de la méga zone. La bâche d'aspiration au sein de la station de pompage sera de forme circulaire et aura une capacité de 460 m³.

L'analyse de la dimension du réseau d'adduction a abouti à une longueur totale de 27 195 mètres. En ce qui concerne la station de pompage, elle sera équipée de trois groupes électropompes principaux identiques, en plus d'une pompe de secours.

Pour prévenir les coups de bélier dans le réseau d'adduction, nous avons mis en place un réservoir d'air anti-bélier d'une capacité de 4000 litres, situé juste en aval de la station de pompage. En ce qui concerne la protection contre la corrosion, nous avons opté pour l'application d'un revêtement en polyéthylène pour envelopper les conduites. Le long du réseau d'adduction, des dispositifs de ventouses ont été positionnés à chaque point haut pour éliminer toute accumulation d'air potentiel à l'intérieur des conduites, tandis que des vannes de vidange ont été installées aux points les plus bas pour permettre l'évacuation nécessaire.

En conclusion, cette étude a été l'occasion de mettre en pratique les connaissances que nous avons acquises dans divers domaines de l'hydraulique au cours de notre formation.

Nous sommes optimistes quant au fait d'avoir identifié les solutions optimales pour résoudre le problème d'approvisionnement en eau potable dans la zone de projet de la wilaya de Sétif, avec un devis estimatif de réalisation de Sept cent quatre vingt - deux millions deux cent quatre - vingt-trois mille six cent treize Dinars Algériens sur une durée d’environ deux ans . Nous espérons que ce modeste travail servira de référence aux entreprises chargées de la mise en œuvre de ce projet.

Référence bibliographique

[1] B. SALAH « polycopie d'alimentation en eau potable », ENSH 1994.

[2] W. MOKRANE « système de pompage, 1er partie : les pompes hydrauliques », ENSH 2021.

[3] J.J. BERINGUE« La pose des canalisations pour l'adduction et la distribution de l'eau potable. Fondation de l'Eau » France. 1990. 75p.

[4] STRPE « Syndicat des Tubes et Raccords en Polyéthylène) « Technique de pose.www.strpepp.org ».

[5] B. SALAH « Etude du régime transitoire dans un réseau d'eau sous pression enterré. Thèse de Doctorat d'Etat : Hydraulique. Alger .Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, 2002. 205 p ».

[6]A. DUPONT « hydraulique urbaine Tome 2, ouvrage de transport, Elévation et distribution des eaux » Paris. 1974. 330p.

ANNEXES

Annexe (II.2)

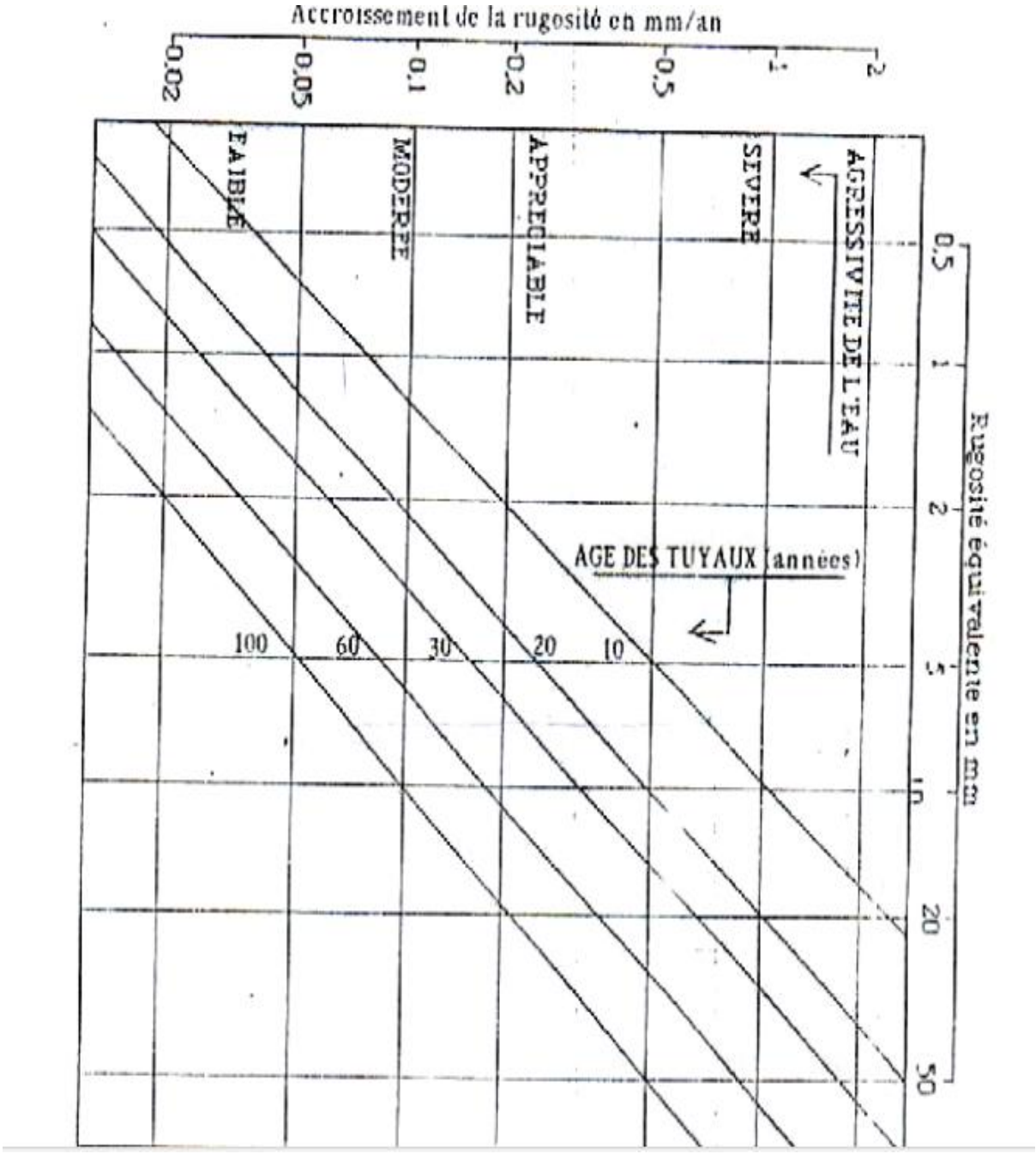
Répartition horaire des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	**10000 à 50000**	**50001 à 100000**	**>10000**	**Agglomération de type rurale**
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1
Total	**100%**	**100%**	**100%**	**100%**	**100%**

Source : le catalogue de B.SALAH

ANNEXE (III.1)

Abaque de M.PETER LAMON (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge).



ANNEXE (III.2)

Les valeurs usuelles indices de rugosité (k) en (mm).

N°	Nature de la surface intérieure	Indice rugosité K
1	Cuivre, plomb, laiton, inox	0.001 à 0.002
2	Tube PVC	0.0015
3	Acier inox	0.015
4	Tube acier du commerce	0.045 à 0.09
5	Acier étiré	0.015
6	Acier soudé	0.045
7	Acier galvanisé	0.15
8	Acier rouillé	0.1 à 1
9	Fonte neuve	0.25 à 0.8
10	Fonte usagée	0.8 à 1.5
11	Fonte incrustée	1.5 à 2.5
12	Tôle ou fonte asphaltée	0.01 à 0.015
13	Ciment bien lissé	0.3
14	Béton ordinaire	1
15	Béton grossier	5
16	Bois bien raboté	5
17	Bois ordinaire	1

ANNEXE (III.3)

Tableau des épaisseurs des tuyaux en PEHD

Pression nominale PN en bar												
PE 40	-		PN 10		PN 8		-		PN 5		PN 4	
PE 63	-		-		-		PN 10		PN 8		-	
PE 80	PN 25		PN 20		PN 16		PN 12,5		PN 10		PN 8	
PE 100	-		PN 25		PN 20		PN 16		PN 12,5		PN 10	
Epaisseurs de paroi												
Dim. Nom.	*min	*max	*min	*max	*min	*max	*min	*max	*min	*max	*min	*max
16	3,0[Q]	3,4	2,3[Q]	2,7	2,0[Q]	2,3	-	-	-	-	-	-
20	3,4	3,9	3,0[Q]	3,4	2,3	2,7	2,0[Q]	2,3	-	-	-	-
25	4,2	4,8	3,5	4,0	3,0[Q]	3,4	2,3	2,7	2,0[Q]	2,3	-	-
32	5,4	6,1	4,4	5,0	3,6	4,1	3,0[Q]	3,4	2,4	2,8	2,0[Q]	2,3
40	6,7	7,5	5,5	6,2	4,5	5,1	3,7	4,2	3,0	3,5	2,4	2,8
50	8,3	9,3	6,9	7,7	5,6	6,3	4,6	5,2	3,7	4,2	3,0	3,4
63	10,5	11,7	8,6	9,6	7,1	8,0	5,8	6,5	4,7	5,3	3,8	4,3
75	12,5	13,9	10,3	11,5	8,4	9,4	6,8	7,6	5,6	6,3	4,5	5,1
90	15,0	19,7	12,3	13,7	10,1	11,3	8,2	9,2	6,7	7,5	5,4	6,1
110	18,3	20,3	15,1	16,8	12,3	13,7	10,0	11,1	8,1	9,1	6,6	7,4
125	20,8	23,0	17,1	19,0	14,0	15,6	11,4	12,7	9,2	10,3	7,4	8,3
140	23,3	25,8	19,2	21,3	15,7	17,4	12,7	14,1	10,3	11,5	8,3	9,3
160	26,6	29,4	21,9	24,2	17,9	19,8	14,6	16,2	11,8	13,1	9,5	10,6
180	29,9	33,0	24,6	27,2	20,1	22,3	16,4	18,2	13,3	14,8	10,7	11,9
200	33,2	36,7	27,4	30,3	22,4	24,8	18,2	20,3	14,7	16,3	11,9	13,2
225	37,4	41,3	30,8	34,0	25,2	27,9	20,5	22,7	16,6	18,4	13,4	14,9
250	41,5	45,8	34,2	37,8	27,9	30,8	22,7	25,1	18,4	20,4	14,8	16,4
280	46,5	51,3	38,3	42,3	31,3	34,6	25,4	28,1	20,6	22,8	16,6	18,4
315	52,3	57,7	43,1	47,6	35,2	38,9	28,6	31,6	23,2	25,7	18,7	20,7
355	59,0	65,0	48,5	53,5	39,7	43,8	32,2	35,6	26,1	28,9	21,2	23,4
400	-	-	54,7	60,3	44,7	49,3	36,3	40,1	29,4	32,5	23,7	26,2
450	-	-	61,5	67,8	50,3	55,5	40,9	45,1	33,1	36,6	26,7	29,5
500	-	-	-	-	55,8	61,5	45,4	50,1	36,8	40,6	29,7	32,8
560	-	-	-	-	-	-	50,8	56,0	41,2	45,5	33,2	36,7
630	-	-	-	-	-	-	57,2	63,1	46,3	51,1	37,4	41,3
710	-	-	-	-	-	-	-	-	52,2	57,6	42,1	46,5
800	-	-	-	-	-	-	-	-	58,8	64,8	47,4	52,3
900	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	53,3	58,8
1 000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	59,3	65,4
1 200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1 400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1 600	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Source : plan national d'eau (PNE) ,2010

ANNEXE (III.4)

Tableau des épaisseurs des tuyaux en Fonte

DN	Diamètre extérieur DE		Épaisseur fonte classes «C» équivalentes à K9		Épaisseur fonte classes «C» préférentielles	
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Minimale (mm)	N° de classe	Minimale (mm)	N° de classe
80	98	+1 - 2.7	4,7	C 100	3,0	C 40
100	118	+1 - 2.8	4,7	C 100	3,0	C 40
125	144	+1 - 2.8	4,7	C 100	3,0	C 40
150	170	+1 - 2.9	4,5	C 64	3,0	C 40
200	222	+1 - 3.0	4,8	C 64	3,1	C 40
250	274	+1 - 3.1	5,2	C 50	3,9	C 40
300	326	+1 - 3.3	5,7	C 50	4,6	C 40
350	378	+1 - 3.4	6,0	C 40	4,7	C 30
400	429	+1 - 3.5	6,4	C 40	4,8	C 30
450	480	+1 - 3.6	6,8	C 40	5,1	C 30
500	532	+1 - 3.8	7,2	C 40	5,6	C 30
600	635	+1 - 4.0	8,0	C 40	6,7	C 30
700	738	+1 - 4.3	8,8	C 30	6,8	C 25
800	842	+1 - 4.5	9,6	C 30	7,5	C 25
900	945	+1 - 4.8	10,4	C 30	8,4	C 25
1000	1048	+1 - 5.0	11,2	C 30	9,3	C 25
1100	1152	+1 / -6,0	12,0	K9	10,2	C25
1200	1255	+1 / -5,8	12,8	K9	11,1	C25

Source : plan national d'eau (PNE)

ANNEXE (VI.1)

Abaque de Vibert

