الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE.

THEME :

ETUDE DU SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE LA ZONE DE MARECHOU 'COMMUNE MILA' (W.MILA).

Présenté par :

Kedadra Nour El Islam

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOUDAR DAHBIA	M.C.A	Présidente
TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examinatrice
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examinateur
DAHMANE Mouloud	M.C.B	Examinateur
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Promotrice

Session Octobre 2023

☙REMERCIEMENTS❧

- *Avant de présenter notre étude, nous tenons d'adresser nos vifs remerciements à Dieu tout puissant qui nous a donné la volonté, la force et la foi pour réaliser ce modeste travail.*

- *La réalisation de ce mémoire a été possible grâce auconcours de plusieurs personnes à qui nous voudrons témoigner notre gratitude.*

- *Nous voudrons tout d'abord adresser toute notre reconnaissance au directeur de ce mémoire* ***Mme MOKRANE*** *pour sa patience, sa disponibilité et surtout sesjudicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.*
- *Un remerciement tout particulier à ma mère pour ses sacrifices, ses contributions, son soutien et sa patience.*

- Remerciement exceptionnel à tous les enseignants de l'école National Supérieur de l'Hydraulique pour le précieux savoir qu'ils nous ont transmis pendant notre cursus et pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

- *Un grand merci aux membres du jury qui nous fonthonneur d'accepter de jury notre travail.*

- *Enfin, nous tenons à témoigner tout notre gratitude àceux et celles qui ont participé de près ou loin pour l'aboutissement de cette recherche*

- *Mon dernier remerciement, mais non le moindre s'adresse à tous mes amies de la promotion 2023, dans le but d'acquérir une abondance de sollicitudes et d'une chaleur humaine essentielles à nos besoins.*

ꕥDEDICACESꕥ

- *À Allah Tout puissant Qui m'a inspiré Qui m'a guidé dans le bon chemin, je vous dois ce que je suis devenu. Louanges Et remerciements Pour votre clémence et miséricorde*
- *A ma très chère mère Aucun mot, aucune dédicace ne saurait exprimer à sa juste valeur.*
- *À mes frères et mes sœurs qui m'ont toujours soutenu et encouragé*
- *À tous mes enseignants débutant du primaire jusqu'à ce niveau d'étude.*
- *A mes amies (Marwen, Rida, Nadjib) et mes collègues (Habib, Mokhtar, Achraf, Khalil) que Dieu vous protège et vs procure réussite, santéet bonheur dans votre vie présente et futur.*

ملخص

امدادات المياه هو نقلها من مناطق الاستخراج إلى مناطق الاستخدام حيث قمنا في هذه الدراسة بانتقاء أفضل الخيارات لتوفير المياه الصالحة للشرب لمختلف مناطق "مارشو" في ولاية ميلة. يتطلب هذا النقل بناء محطة ضخ جديدة و خزانين جديدين لتلبية احتياجات المياه الصالحة للشرب للسكان. كما ينطوي على تحديد أحجام مختلفة لمكونات نظام النقل، ويتوج بتصميم شبكة التوزيع وحماية الأنابيب والملحقات.

هذه الدراسة أدت بنا إلى تصميم شبكة جديدة لأفاق عام 2053، لتلبية متطلبات المستهلكين من حيث معدل التدفق الكافي والضغط المناسب.

الكلمات المفتاحية :امدادات المياه ، محطة ضخ ، توفير المياه الصالحة للشرب، محطة ضخ ، خزانين ، شبكة التوزيع، التدفق الكافي والضغط المناسب .

Résumé

L'adduction des eaux est le transfert de ces dernières des zones de captage aux zones d'utilisation. Dans notre étude, on a choisi les meilleures variantes pour l'alimentation en eau potable des différentes localités de 'Marechou', wilaya de Mila. Le transfert nécessite la construction d'une nouvelle station de pompage et de deux nouveaux réservoirs de stockage pour satisfaire les besoins en eau potable de la population, ainsi que le dimensionnement des différentes parties de l'adduction. On termine par le dimensionnement du réseau de distribution et la protection des canalisations et des accessoires.

Cette décision nous a conduits à dimensionner un nouveau réseau à l'horizon de 2053, afin de satisfaire les consommateurs en termes de débit et de pression adéquate.

Mots clés : adduction, transfert, l'alimentation en eau potable, réservoirs, station de pompage, réseau de distribution, débit et de pression adéquate.

Abstract

Water supply is the transfer of water from source areas to areas of usage. In our study, we have selected the best options for providing drinking water to different localities in Marechou, Mila province. The transfer requires the construction of a new pumping station and two new storage reservoirs to meet the drinking water needs of the population. It also involves the sizing of various components of the water supply system, culminating in the design of the distribution network and the protection of pipes and accessories.

This study has led us to design a new network toward 2053, in order to meet consumers' requirements in terms of sufficient flow rate and adequate pressure.

Keywords : Water supply, transfer, drinking water supply, reservoirs, pumping station , distribution network , adequate pressure.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE……1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction……....3

I-1.Présentation de la ville de Mila ……...3

I-2.Situation géographique ……...….3

I-2.1.Délimitation de la zone d'étude…….....4

I-3.Situation topographique ……..5

I-3.1.Relief …….....5

I-3.1.1.Les pentes……..6

I-4.Cadre Géologique général……...7

I-5.Détails de la zone d'étude ……...9

I-6.Hydrogéologie……10

I-7.Climat ……...11

I-7.1.Pluviométrie…….11

I-7.2.Températures……12

I-7.3.Vents……12

I-8.Situation démographique……...13

I-9.Situation hydraulique…….13

Conclusion ……..14

CHAPITRE II : Estimation de la demande en eau potable

Introduction…….16

II-1.Estimation de la population future……16

II-2.Estimation des besoins en eau ……..17

II-2.1.Consommation moyenne journalière……..17

II-3.Etude des variations de la consommation…….18

II-3.1.Consommation maximale et minimale journalières……18

II-3.1.1Consommation maximale journalière……..18

II-3.1.2.Consommation minimale journalière……...…18

II-3.2.Etude les variations des débits horaires …….19

II-3.2.1.Débits horaires par la méthode des coefficients d'irrégularité19

II-3.2.2.Débits horaires par la méthode graphique……...…21

II-4.Bilan : Ressources – Besoins en eau ……....24

Conclusion……...25

CHAPITRE III : ETUDE DU STOCKAGE

Introduction…….27

III-1.Définition……27

III-2. Rôles des réservoirs……27

III-3.Types de réservoirs……..28

III-4.Equipement des réservoirs……...28

III-4.1.Equipements d'intervention……..…28
III-4.2.Equipements de nettoyage…….28
III-4.3.Equipements hydrauliques ……...29
III-4.3.1.Conduite d'arrivée ou d'alimentation…….…..29
III-4.3.2.Conduite de départ ou de distribution……..29
III-4.3. 3.Conduite de trop-plein ……...30
III-4.3. 4.Conduite de vidange ……..30
III-4.3. 5. Conduite by-pass ……...30
III-4.4.Matérialisation de la réserve d'incendie…….....31
III-4.5. Système automatisé ……..31
III-5.Analyse de la capacité de stockage…….....32
III-5.1.Principe de calcul ……..32
III-5.2.Détermination de la capacité du stockage pour le court terme et long terme ……..32
III-5.3.Détermination de la capacité du stockage pour le moyen terme …….33
III-6.Forme des réservoirs ……..34

III-6.1.Le diamètre D de la cuve……...34
Conclusion ……..34

CHAPITRE IV : ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction……36

IV-1. Recommandation sur les adductions……36
IV-2. Types d'adduction…….….. 36

IV-2.1.Adduction gravitaire…….36
IV-2.2.Adduction par refoulement……...36
IV-2.3.Adduction mixte……..……..36
IV-3. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction……36

IV-3.1. Ecoulement à surface libre …….….36

IV-3.2.Ecoulement en charge …….…….37
IV-4.Choix du tracé ……..….37
IV-4.1.Profil en long ……...37
IV-4.2.La ligne piézométrique……..37

IV-4.3.l'air dans les tuyauteries……..38

IV-5.Types de matériaux de canalisation…….....38

IV-5.1.Fonte…….....38
IV-5.2.Acier…….38
IV-5.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) ……...38
IV-5.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) …….39

IV-6.Choix des matériaux de canalisation ……..39

IV-7.Schéma hydraulique……....39

IV-7.1.Proposition des variantes du tracé……....40

IV-8.Etude technico-économique de l'adduction ……....42

IV-8.1.Choix de la gamme des diamètres ……...42

IV-8.2.Dimensionnement de l'adduction…….....43

IV-8.2.1.Méthode de calcul……..43

IV-8.2.1.1.Formule de BRESSE…….43

IV-8.2.1.2.Formule de BONNIN ……43

IV-8.2.1.3.Calcul des pertes de charge……43
IV-8.2.1.4.Calcul de la hauteur manométrique totale……..…45
IV-8.2.1.5.Puissance absorbée par la pompe (w) ……....…45
IV-8.2.1.6.Energie consommée par la pompe……..45
IV-8.2.1.7.Frais d'exploitation…….45
IV-8.2.1.8.Frais d'investissement……....45
IV-8.3.Calcul hydraulique ……..…46

IV-8.3.1.SP1 – R1000 ……46

IV-8.3.1.1.Le débit d'exploitation……...…46

IV-8.3.1.2.Hauteur géométrique ……46

IV-8.3.1.3.Calcul des pressions le long de SP1-R1000……..….48
IV-8.3.2.SP2 – R3000 ……48

IV-8.3.2.1. Le débit d'exploitation……..48

IV-8.3.2.2. Hauteur géométrique……....49

IV-8.3.3.Calcul des pressions le long de SP2-R3000……...51
IV-8.3.3.0.Adduction gravitaire : R.Sidi khlifa – R3000…….. 51
IV-8.3.3.1.Méthode de calcul une conduite gravitaire ……....51
IV-8.3.3.2.Détermination des diamètres avantageux des adductions gravitaires …..53
IV-8.3.3.2.1.RSK – R3000 ……53
IV-8.3.3.2.2.R500 – bâche d'aspiration de SP2……....54
Conclusion……...55

CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

Introduction……..57
V-1. Définition…….57
V-2. Principe de fonctionnement des pompes…….57
V-3. Différents types de pompes et leurs caractéristiques……..57
V-3. 1. Pompes volumétriques…….57
V-3. 2. Les turbopompes……..57
V-3. 3. Les pompes immergées……58
V-4. Choix de l'emplacement de la station de pompage…….58
V-5. Choix du type de pompe……..59
V-6. Couplage des pompes……..…59
V-6. 1. Couplage en parallèle……...59
V-6. 2. Couplage en série……..…60
V-7. Choix du type de pompe……..…60
V-8. Choix du nombre de pompes……...…60
V-9. Déterminations du nombre de pompe……..60
V-10. Courbes caractéristiques des pompes…….61
V-11. Point de fonctionnement d'une pompe ……..…62
V-12. Courbe caractéristique de la conduite ……...…62
V-13. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement du réseau……...63
V-13. 1. Débit de fonctionnement > Débit appelé……..63
V-13. 1.1. Réglage qualitatif ……....63
V-13. 1.2. Réglage quantitatif ……...64
V-14. Application de type de réglage ……..…65
V-14. 1. Diminution du temps de pompage……..…65
V-14. 2. Réduction de la vitesse de rotation de la pompe……...…65
V-14. 3. Rognage ……66
V-14. 4. Vannage ……..…67
V-15. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe……67
V-15.1.Équipements en amont de la pompe…….……...67
V-15. 2. Équipements en aval de la pompe ……..67
V-16. Dimensionnement des équipements des pompes……...…67
V-16. 1. Choix de nombre de collecteur d'aspiration et leur dimensionnement ……..67
V-16. 2. Choix du nombre de collecteur de refoulement et leur dimensionnement……68
V-17. Dimensions de la bâche d'aspiration…….68
V-18. Etude de cavitation…….68
V-19. Changement de type d'installation……69
V-20. Le niveau minimum du plan d'eau…….69
V-21. La cote de l'axe de la pompe ……69
V-22. Le moteur électrique……...…70
V-23. Bâtiment de la station de pompage……70
V-23. 1. Partie souterraine…….71
V-23. 2. Partie supérieure du bâtiment……..71
V-24. Dimensionnement du bâtiment……...…71
V-24. 1. La hauteur du bâtiment……71
V-24. 2. Largeur de bâtiment ……72
V-24. 2. 1. Largeur salle des machines Bm……...72
V-24. 2. 2. Largeur de bâtiment ……73
V-24. 3. Longueur de bâtiment ……73
V-24. 4. Système anti-incendie……..73

V-24. 5. Système de levage ……..74

Conclusion……...74

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction ……76
VI-1. Choix du type de réseau de distribution ……76
VI-1. 1.Le réseau ramifié……76
VI-1. 2.Le réseau maillé……..76
VI-1. 3.Le réseau étagé……76
VI-1. 4.Les réseau combiné (ramifiée et maillé) ……76
VI-2. Conception d'un réseau……...…76
VI-3. Principe du tracé du réseau maillé ……..…77
VI-4. Détermination des débits ……...…77
VI-4.1. Les débits en route ……...…77
VI-4.2.Le débit spécifique ……77
VI-4.3. Les Débits nodaux ……...77
VI-5. Calcul des débits ……77
VI-5.1. Cas du court terme ……...77
VI-5.2. Cas du moyen et du long terme ……...…79
VI-5.2.1. Cas de pointe ……79
VI-5.2.2. Cas de pointe + incendie ……..81
VI-6. Le calcul hydraulique ……83
VI-6.1. Condition sur la vitesse……..……83
VI-6.2. Condition sur la Pression……..……83
VI-6.3. Conditions spéciales d'incendie……84
VI-7. Répartition arbitraire des débits…….……84
VI-7.0. Le court terme ……84
VI-7.1. Détermination des diamètres et des vitesses ……....85
VI-7.2.Simulation par le logiciel EPANET……..……..…85
VI-7.2.1 Interprétation des résultats……...…87
VI-7.2.2 Le moyen + long terme……....89

Conclusion……...90

CHAPITRE VII : PROTECTION DES CONDUITES ET ACCESSOIRES

Introduction ……92

VII-1. Pose de canalisation ……92

VII-1.1. Différents types de pose de conduites……..…92
VII-2. Butées et amarrage……92

VII-3. Préparation de la canalisation……93
VII-4. Epreuve des joints et des canalisations principales……...93
VII-5. Essai général du réseau……...…93
VII-6. Accessoires ……...……93

VII-6. 1. Robinets vannes……..93
VII-6. 1.1. Robinet vanne à coin (à opercule) ……93
VII-6. 1.2. Vannes papillons……...…93
VII-6. 1.3. Vannes de décharge……..…….94

VII-6. 1.4. Vanne d'altitude ……...94
VII-6. 2. Clapets anti retour……..95
VII-6. 3. Ventouses……...95
VII-6. 5. Poteaux et bouches d'incendie ……..…….95
VII-6. 6. Réducteur de pression aval……96
VII-6. 7. Moyens anti-bélier……96
VII-6. 8. By-pass……...96
VII-6. 9. Crépines……..…96
VII-6. 10. Joints de raccordement…….97
VII-6. 11. Joints de démontage……..…97
VII-6. 12. Organes de mesure……...……98
VII-7. Pièces spéciales ……...…99
VII-7. 1. Organes de raccordement……...…99
VII-7. 2. Coudes……99
VII-7. 3. Cônes……..……..…99
VII-7. 4. Tés…….……99
VII-7. 5. Les croix de jonction ……...100
VII-7. 6. Les manchons ……..…100
VII-8. Protection des conduites contre le coup de bélier ……..100

VII-8. 1. Définition…….……100
VII-8. 2. Causes du coup de bélier……..100
VII-8. 3. Les risques dus aux coups de bélier…….100
VII-8. 4. Les remèdes ……101
VII-8. 5. Moyen de protection contre le coup de bélier…….……101
VII-8. 6. Calcul du réservoir d'air……...…101
VII-8. 6. 1.Calcul de la célérité ……...…..…101
VII-8. 6. 2.Calcul des réservoirs d'air avec la méthode de Vibert……...102
VII-8. 6. 3.Application……103
VII-8. 7. Installation du réservoir d'air ……..103
VII-8. 8. Protection mécanique ……..……104
VII-8. 8. 1.Massifs de butéev……104
VII-8. 8. 2.Calcul des poussées ……...……104
VII-8. 8. 3.Type de butées……105
VII-8. 8. 4.Assemblages verrouillés ……105

VII-8. 9. Protection contre la corrosion……...…106
VII-8. 9. 1.Types de corrosion ……..…106
VII-8. 9. 1.1.Auto-corrosion : électrochimique……...106
VII-8. 9. 1.2.Corrosion électrolytique (courant vagabond)……....106
VII-8. 9. 2.Protection cathodique……..….106
VII-8. 9. 2.1.Protection cathodique par anodes réactives ou sacrificielles……...107
VII-8. 9. 2.2.Protection par soutirage de courant ……108
Conclusion ……...108

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER ET SECURITE DE TRAVAIL.

Introduction……110
VIII-1. Travaux à entreprendre……..110

VIII-1.1. Travaux concernant les stations de pompage……..……..110

VIII-1.1.1.Décapage……110

VIII-1.1.2.Exécution des fouilles……110
VIII-1.1.3.Coulage du béton de propreté……110
VIII-1.1.4.Remblayage……110
VIII-1.1.5.Coulage du béton……110
VIII-1.1.6.Maçonnerie……110
VIII-1.2. Travaux concernant l'adduction……111
VIII-1.2.1.Exécution des tranchées……111
VIII-1.2.2.Construction des regards……111
VIII-1.2.3.Pose du lit de sable ……111
VIII-1.2.4. Pose des conduites……111
VIII-1.2.5.Epreuve de joint et de la canalisation……111
VIII-1.2.6. Remblayage des tranchées……111
VIII-1.2.7. Nivellement et compactage……111
VIII-1.3.Travaux concernant les réservoirs……111
VIII-2. Calcul des volumes des travaux……111
VIII-2.1.Calcul des volumes de la station de pompage (SP2) ……111
VIII-2.1.1.Calcul du volume de décapage……112
VIII-2.1.2.Calcul du volume des déblais ……112
VIII-2.1.3.Calcul du volume du béton de propreté……112
VIII-2.1.4.Calcul du volume de béton armé……112
VIII-2.1.5.Calcul du remblai compacté……112
VIII-2.1.6.Calcul du volume de la maçonnerie ……113
VIII-2.2.Calcul des volumes des travaux de l'adduction ……114
VIII-2.2.1.Déblai d'excavation……114
VIII-2.2.2. Lit de sable……115
VIII-2.2.3. Volume de la conduite……115
VIII-2.2.4. Remblais compacté……116
VIII-2.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs……116
VIII-2.3.1. Calcul du volume des déblais……117
VIII-2.3.2. Calcul du volume du tout-venant……118
VIII-2.3.3. Calcul du volume de béton de propreté……118
VIII-2.3.4. Calcul du volume du béton armé……118
VIII-2.3.5. Calcul du volume du remblai compacté……121
VIII-2.3.6.Calcul du volume de la maçonnerie……121
VIII-2.4. Calcul des volumes des travaux de distribution……121
VIII-3. Calcul des coûts des travaux……123
VIII-4. Les Engins……125
VIII-4.1.Pelle hydraulique……125
VIII-4.2.Bulldozer……125
VIII-4.3.Chargeur……125

VIII-4.4.Compacteur (vibrateur de sol) ……...125
VIII-5. Sécurité de travail……...126
VIII-6. L'Accident du Travail……126
VIII-6.1.Les causes des accidents de travail…….126
VIII-7. Mesures préventives pour éviter les accidents…… 127
VIII-7.1.Protection individuelle ……...…127
VIII-7.2.Protection collective……127

Conclusion…….....128
CONCLUSION GENERALE…….……129

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1: Classes des pentes du relief (ATMANIA Dj (2012-2013))……..…....7
Tableau I-3: Température moyennes mensuelles (°C) de la région de MilaPériode (2003- 2013).…….....12
Tableau I-4: Nombre de population de la zone d'étude à court terme (DRE Mila)……...…….13
Tableau I-5: Nombre de population de la zone d'étude à moyen terme…….....13
Tableau I-6: Nombre de population de la zone d'étude à long terme……..…..13

Chapitre II:Estimation de la demande en eau potable

Tableau II-1: Répartition de la population du centre Marechou à différents horizons ……....…16

Tableau II-2: Nombre d'habitants à différents termes……...…....…17

Tableau II-3: Consommation moyenne totale à différents horizons……...…17
Tableau II-4: Valeurs des débits journaliers Q moyj , Q max j , Q minj…….. 19

Tableau II-5: Variation du coefficient βmax……...…19

Tableau II-6: Variation du coefficient βmin……...…20

Tableau II-7: Variation des débits horaires…….20

Tableau II-8: Répartition des débits horaires de la zone d'étude…….21

Tableau II-9: Bilan Ressources-Besoins (Zone d'étude) …….24

Tableau II-10: Bilan Ressources-Besoins (Zone d'étude) en adoptant les dotations modifiées……25

Chapitre III : Etude du stockage

Tableau III-1: Répartition de l'apport et de la consommation horaire (court et long termes)…….…...32

Tableau III-2: Répartition de l'apport et de la consommation horaire (moyen terme)…….….33
Tableau III-3: Bilan de la capacité de stockage…….34

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV-1: Variantes proposées entre SP1 et R1000……...…40

Tableau IV-2: Variantes proposées entre SP2 et R3000……...……41

Tableau IV-3: Variantes proposées entre Rsk et R3000……...…42

Tableau IV-4: Calcul de la HMT du tronçon SP1 – R1000…….46

Tableau IV-5: Calcul des frais d'investissement……...…47

Tableau IV-6: Calcul des frais d'exploitation……..…47

Tableau IV-7: Bilan (frais d'exploitation et d'investissement) ……47

Tableau IV-8: Calcul des pressions le long de SP1-R1000……48
Tableau IV-9: Calcul de la HMT du tronçon SP2 – R3000…….…….49

Tableau IV-10: Calcul des frais d'investissement……..……49

Tableau IV-11: Calcul des frais d'exploitation……...……50

Tableau IV-12: Bilan (frais d'exploitation et d'investissement) ……..……50

Tableau IV-13: Calcul des pressions le long de SP2-R3000……..51
Tableau IV-14: Calcul des pressions le long de RSK-R3000……53
Tableau IV-15: Calcul des pressions le long de R500-B.A……...…55

Chapitre V : Etude de pompage

Tableau V-1': Caractéristiques des pompes pour SP2……...61
Tableau V-1: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement……..62

Tableau V-2: Pression atmosphérique en fonction de la cote. ……..……69
Tableau V-3: Tension de vapeur en fonction de la température. ……69

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau VI-1: récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe…….....78

Tableau VI-2: calcul de débits aux nœuds : cas de pointe……78

Tableau VI-3: récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe + incendie……78

Tableau VI-4: calcul des débits nodaux : cas de pointe + incendie…….79

Tableau VI-5: récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe……...……79

Tableau VI-6: récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe……...….80

Tableau VI-7: récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe+incendie……...…81

Tableau VI-8: calcul des débits nodaux : cas de pointe + incendie ……82

Tableau VI-9: les diamètres pour chaque tronçon du réseau à travers la formule de Chiali…….…85
Tableau VI-10: Vitesses et pertes de charge pour les différents tronçons (cas de pointe)…….…86
Tableau VI-11: Pressions au niveau des nœuds (cas de pointe)…….86
Tableau VI-12: Vitesses et pressions dans les différents tronçons (cas de pointe + incendie)…….87
Tableau VI-13: Pressions au niveau des nœuds (cas de pointe + incendie). ……..…88

Chapitre VII : Protection des conduites et accessoires

Tableau VII-1: Calcul des réservoirs d'air……103

Chapitre VIII : Organisation de chantier et sécurité de travail.

Tableau VIII-1: Calcul du volume du béton armé pour SP2. ……...……112

Tableau VIII-2: Volumes des travaux de la SP2. ……...…113

Tableau VIII-3: Calcul du volume du déblai de l'adduction. ……115

Tableau VIII-4: Calcul du volume du lit de sable. ……...…115

Tableau VIII-5: Calcul des volumes des conduites. ……...115

Tableau VIII-6: Volumes des travaux de l'adduction…….116

Tableau VIII-7: Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres demanœuvres…..117

Tableau VIII-8: Calcul des volumes du tout-venant……...…….118

Tableau VIII-9: Calcul des volumes du béton de propreté. ……118

Tableau VIII-10: Calcul du volume du béton armé. ……...….119

Tableau VIII-11: Calcul du volume du béton armé pour les coupoles. ……120

Tableau VIII-12: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre. ……..……120

Tableau VIII-13: Calcul du volume du remblai compacté. ……...121

Tableau VIII-14: Coût des travaux de la station de pompage. ……..……123

Tableau VII-15 : Coût des travaux de l'adduction……..…….123

Tableau VIII-16: Coût des travaux de réseau de distribution ……123

Tableau VIII-17: Coût des travaux des réservoirs. ……..……124

Tableau VII-18 : Bilan des coûts. …….....…124

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Carte de découpage administratif (EST Algérien) ……3

Figure I.2: Carte administrative de la wilaya de Mila (Google) ……4

Figure I.3:Délimitation de la commune de Mila……4

Figure I.4: Carte topographique de la zone Marechou (topographic-map.com) ……5

Figure I.5: Morphologie de wilaya de Mila (DUC Mila) ……6
Figure I.6: Carte des courbes de niveaux ……6
Figure I.7: Principaux affleurements des séries néritiques Constantinoises (d'après J.M. Vila, 1980)…..7

Figure I.8: Carte géologique de wilaya de Mila (CENEAP-DTP Mila)……8

Figure I.9:les formations géologiques et le phénomène de fluage et solifluction sur site (Marechou)…...8
Figure I.11: Extrait de la carte d'état-major échelle 1/50 000 (NJ-32-I-2)……10
Figure I.11': Carte du Réseau hydrographique de la zone ''Marechou'' et des communes frontières…..11
Figure I.12: Carte climat d'est d'Algérie (MEBARKI A ,2005)……11
Figure I.13: Graphe montrant la période la plus arrosée dans la région de Marechou durant 12 ans…….12

Chapitre II : Estimation de la demande en eau potable

Figure II.1: Evolution de la population du centre Marechou)……16

Figure II.2: Les zones d'extension de la ville Marechou)……18

Figure II.3: Histogramme de consommation journalière pour le court terme)……23
Figure II.4: Histogramme de consommation journalière pour le moyen terme)……23
Figure II.5: Histogramme de consommation journalière pour le long terme ……23

Chapitre III : Etude du stockage

Figure III.1: Arrivée par sur verse)……29
Figure III.2: Arrivée par sur verse (Chute libre) (Noyée)……..29
Figure III.3: Arrivée par dessous (Par le fond) ……29
Figure III.4: Arrivée par-dessous (Par le bas)……29
Figure III.5: Conduite de départ……30
Figure III.6: Conduite de vidange et de trop plein……30
Figure III.7: Conduite by-pass……31
Figure III.8: Système de matérialisation de la réserve d'incendie. ……31

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Figure IV.1:L'emplacement préférable des accessoires……37

Figure IV.2: Adduction de la première station de pompage vers réservoir de stockage R1……40

Figure IV.3: Adductionde la deuxième station de pompage vers réservoir de stockage R2……..41

Figure IV.4: Adduction du réservoir de Sidi Khlifa 2*2000 vers le réservoir 3000 m3……42

Chapitre V : Etude de pompage

Figure V.1: Présentation d'une roue……...57
Figure V.2: groupe de pompage de surface monocellulaire à axe horizontal……....58
Figure V.2': Pompe multicellulaire immergée à axe vertical…….....58
Figure V.3: couplage en parallèle……..…59

Figure V.4: Couplage en série……60
Figure V.5: Les courbes caractéristiques de la pompe……..….61

Figure V.6: Point de fonctionnement de la pompe……..…63

Figure V.7: La courbe H = b * Q2……..65
Figure V.8: La courbe H = a * Q……...…66
Figure V.9: Schéma représentatif de la partie souterraine……...….71
Figure V.10: Dimensions de pompe choisie…….……73

Figure V.11: Dimensions de pompe d'incendie choisie……...……..…74

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau de distribution

FigureVI.1 : Répartition arbitraire des débits : cas de pointe…….....84

FigureVI.2 : Répartition arbitraire des débits : cas de pointe + incendie…….…...…85

Figure VI.3 : Vitesses et pressions pour le cas de Pointe. ……..…87

Figure VI.4 : Vitesses et pressions pour le cas de Pointe + incendie…….…....88

Figure VI.5 : Distribution des vitesses pour le cas de pointe……..…...89

Figure VI.6 : Distribution des vitesses pour le cas de pointe + incendie……..….89

Chapitre VII : Protection des conduites et accessoires

Figure VII.1: Les butées (Guide DIPRA) …….….92

Figure VII.2: Robinet vanne à opercule (d'après W.A.E) ……...…94
Figure VII.3: Robinets vanne papillon (D'après W.A.E) ……..…94
Figure VII.4: Clapet anti retour top stop (D'après W.A.E) …….……..…95
Figure VII.5: Ventouse triple fonction VAG DUOJET (D'après document W.A.E) ……...…95
Figure VII.6: Le poteau d'incendie(https://www.poval.dz/p-incendie1.html) ……..…….. 96
Figure VII.7: Crépine (MFE de cote 1-0027-12) ……..…97
Figure VII.8: joints pour canalisations en fonte (D'après Guide DIPRA) ……..…..97
Figure VII.9: Joints pour canalisations en fonte (Document de Société wallonne des eaux)…….…..98

Figure VII.10: Débitmètres…….……...98
Figure VII.11: Manomètres (d'après document W.A.E) …….…..99
Figure VII.12: Les différents coudes……..…99
Figure VII.13: Cône de réduction……...99
Figure VII.14: Les différents TE……....99
Figure VII.15: Manchon……...100
Figure VII.16: manchon électro-soudable…….……...100
Figure VII.17: Choix du ballon anti belier…….……..103
Figure VII.18: Schéma d'installation du réservoir d'air……..104
Figure VII.19: Exemple de verrouillage (site SCRIBD) ……...…..106
Figure VII.20: Le revêtement PE d'une conduite en acier (site SCRIBD) …….…107

Figure VII.21: Protection passive par application d'un revêtement en polyéthylène (site SCRIBD)…..107
Figure VII.22: Schéma simplifié de la protection cathodique (site SCRIBD) ……107
Figure VI.23: Contrôle de la protection sur site (site SCRIBD) ……..…108
Figure VII.24: Installation de protection cathodique par courant imposé (site SCRIBD)……...108

Chapitre VIII : Organisation de chantier et sécurité de travail.

Figure VIII.1 : Abri d'une station de pompage (Techni-Contact) ……..……113

Figure VIII.2 : Exemple de réalisation d'un tranché d'eau potable. (La revue EIN juillet 2022) ….….116
Figure VIII.3 : Dispositifs de protection individuelle (Laboratoire d'Hygiène Local) ……127
Figure VIII.4 : Dispositifs de protection collective……..127

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE1 Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

ANNEXE 2 Recalcule d'estimation des besoins en eau potable :

ANNEXE 3 brise charge à l'entrée de bâche d'aspiration

ANNEXE 4 volumes normalisés de ballon anti bélier
ANNEXE 5 Abaque de Vibert

ANNEXE 6 Modules d'élasticité et coefficient de poisson pour différents matériaux

ANNEXE 7 Diamètres conduites PEHD

ANNEXE 8 Prix de différents tubes PEHD

INTRODUCTION GENERALE

L’eau est considérée comme la source de la vie. C’est un élément vital et le principal moyen de l’hygiène

L’importance de l’eau dans l’économie humaine ne cesse de croître et l’approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile à être assurée, tant enraison de l’accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles modernes.

A ce propos, l’Algérie fait partie des régions les plus pauvres en matière de ces ressources hydriques, elle est classée au 6ème rang mondial des pays qui souffrent du manque d’eau. Le long cycle de sécheresse, qui a touché l’Algérie durant 25 ans, a eu un impact sur les potentialités en eau superficielles du pays, qui ont été à la baisse à cause de l’irrégularité pluviométrique et sa distribution hétérogène.

Dans la présente étude dont l’objectif principal est de satisfaire les besoins en eau potable de la population de la zone de Marechou, s’interprète la conception d’un système d’adduction. Ainsi, nous allons devoir être guidé par des impératifs techniques, auxquels doivent répandre les diverses installations tout en ayant à voir les conditions économiques duprojet.

Delà et pour aboutir à notre objectif, nous organisons notre travail en huit chapitres encommençant par une introduction générale et en l’achevant par une conclusion générale.

Le premier chapitre est consacré à la collecte des données du site, alors que l’estimationdes besoins en eau, pour l’horizon de l’étude 2053 qui nous conduira à déterminer le débit manquant, est abordée dans le second chapitre, Le choix du tracé et l’application des critères nécessaires va nous permettre de définir la variante optimale de l’adduction et l’étude de l’adductiondu point de vue dimensionnement , ce qui fait le but du quatrième chapitre qui va être suivi du cinquième chapitre concernant l’étude de pompage de point de vue pompes adéquats et dimensionnement de la station de pompage . Dans le sixième chapitre, nous allons étudier le réseau de distribution et dans le septième, nous abordons la protection des conduites et accessoires.

Enfin, nous allons établir, l’organisation de chantier, des différentes opérations de réalisation et undevis estimatif du projet, et sécurité du travail sont dans le huitième chapitre.

L'efficace administration d'un système d'approvisionnement en eau potable commence par un adéquat dimensionnement du réseau et une gestion méticuleuse de ses diverses composantes du projet. Dans ce contexte s’inscrit notre projet de fin d’études qui a pour objectif d'analyser l'approvisionnement en eau potable de la zone dénommée ‘Marechou’, commune Mila sur un horizon projet de 30 ans.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

INTRODUCTION

Pour mener à bien l'étude de l'approvisionnement en eau potable de la zone de Marechou (Commune de de 'Mila'.W.Mila), nous commençons, à travers ce chapitre, par une étude de reconnaissance de la région du projet. Il s'agit de de collecter l'ensemble des données de base nécessaires pour atteindre l'objectif cité de notre projet.

I-1.Présentation de la ville de Mila

Comme Marechou fait partie de la commune de Mila, nous allons commencer par présenter cette dernière. Mila est une ville qui se situe dans le Nord-Est de l'Algérie, chef-lieu de la wilaya, du même nom située à l'Est d'Alger et à proximité de Constantine.

La wilaya de Mila est issue du dernier découpage administratif de 1984, elle s'étend sur une superficie totale de 355000 ha, dont 294300 ha sont réservés à l'agriculture soit 85% et les forêts couvrent 33570 ha, soit 10% de la superficie totale de la wilaya situées principalement dans sa limite nord. Administrativement, elle se compose de 13 daïra et 32 communes, sa population s'élève à 780.000 personnes.

Le chef-lieu de wilaya se trouve au Nord-Est de la wilaya et occupe une superficie de 130.60 km² avec une population de 69052 habitants en 2008, elle possède une médina antique toujours entourée d'une enceinte byzantine et qui abrite la plus ancienne mosquée en Algérie.

I-2.Situation géographique

La localité de Mila est positionnée à l'Est de la wilaya de Mila. Elle se trouve le long d'un petit affluent du oued Rhumel à une élévation de 464 mètres, avec la montagne de Marechou qui la surplombe. À 53 km à l'ouest de Constantine et à moins de 380 km d'Alger. Alors que, La Wilaya de Mila, en générale, est limitée au nord par la Wilaya de Jijel, à l'ouest par la Wilaya de Sétif, à l'est par la Wilaya de Constantine, Skikda et Oum Bouaghi et au sud par la Wilaya de Batna (Figure I.1 et Figure I.2).

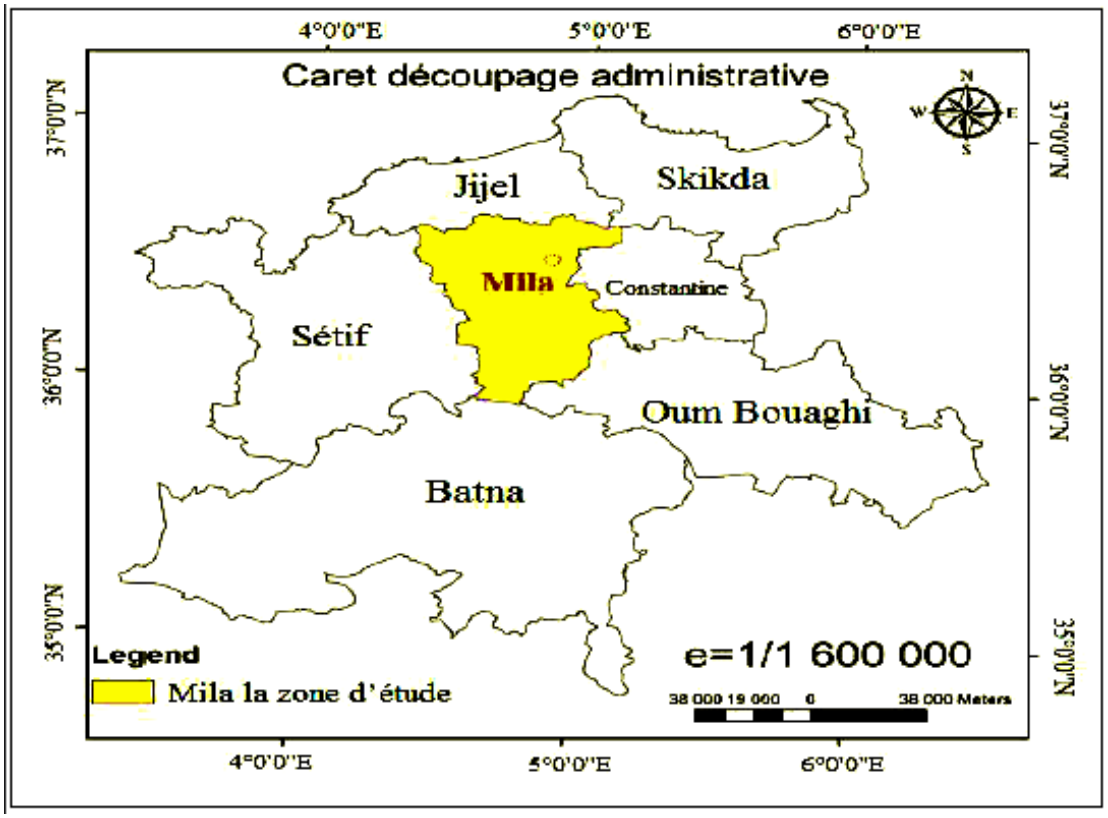


Figure I.1: Carte de découpage administratif (EST Algérien)

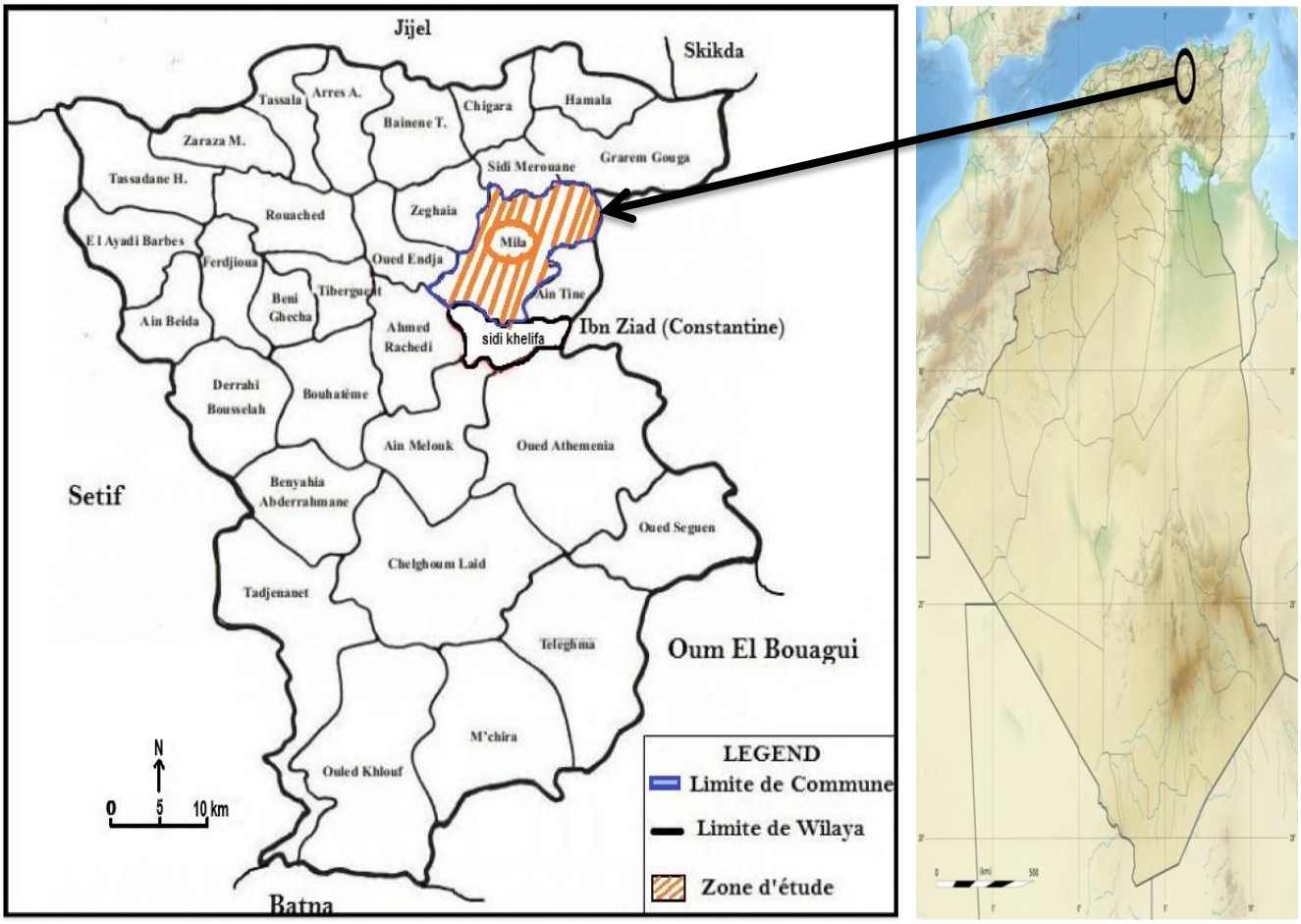


Figure I.2: Carte administrative de la wilaya de Mila (Google)

I-2.1.Délimitation de la zone d'étude

La ville de Mila est située à une altitude de 470m par rapport au niveau de la mer et selon les coordonnées suivantes :

- Latitude : entre 36°22'25"et 36°30'7"Nord
- Longitude : entre 6°9'44" et 6°21'19" Est

Elle est limitée :

- Au Nord :par les communes de Sidi Merouane,
- Grarem Gouga (Nord Est)et Zeghaia(Nord Ouest).
- Au Sud :par les communes de Sidi Khelifa,
- de AIN TINE (Sud Est)et de Ahmed Rachedi (Sud Ouest).
- A l'Est :par la commune de Messaoud Boudjriou (Constantine).
- A l'Ouest :par la commune de Oued Endja.



Figure I.3:Délimitation de la commune de Mila

I-3.Situation topographique

Notre zone d'étude est caractérisée par des altitudes variant entre 157 m comme minimum 1 253 m comme maximum. L'altitude moyenne est de **:** 536 m

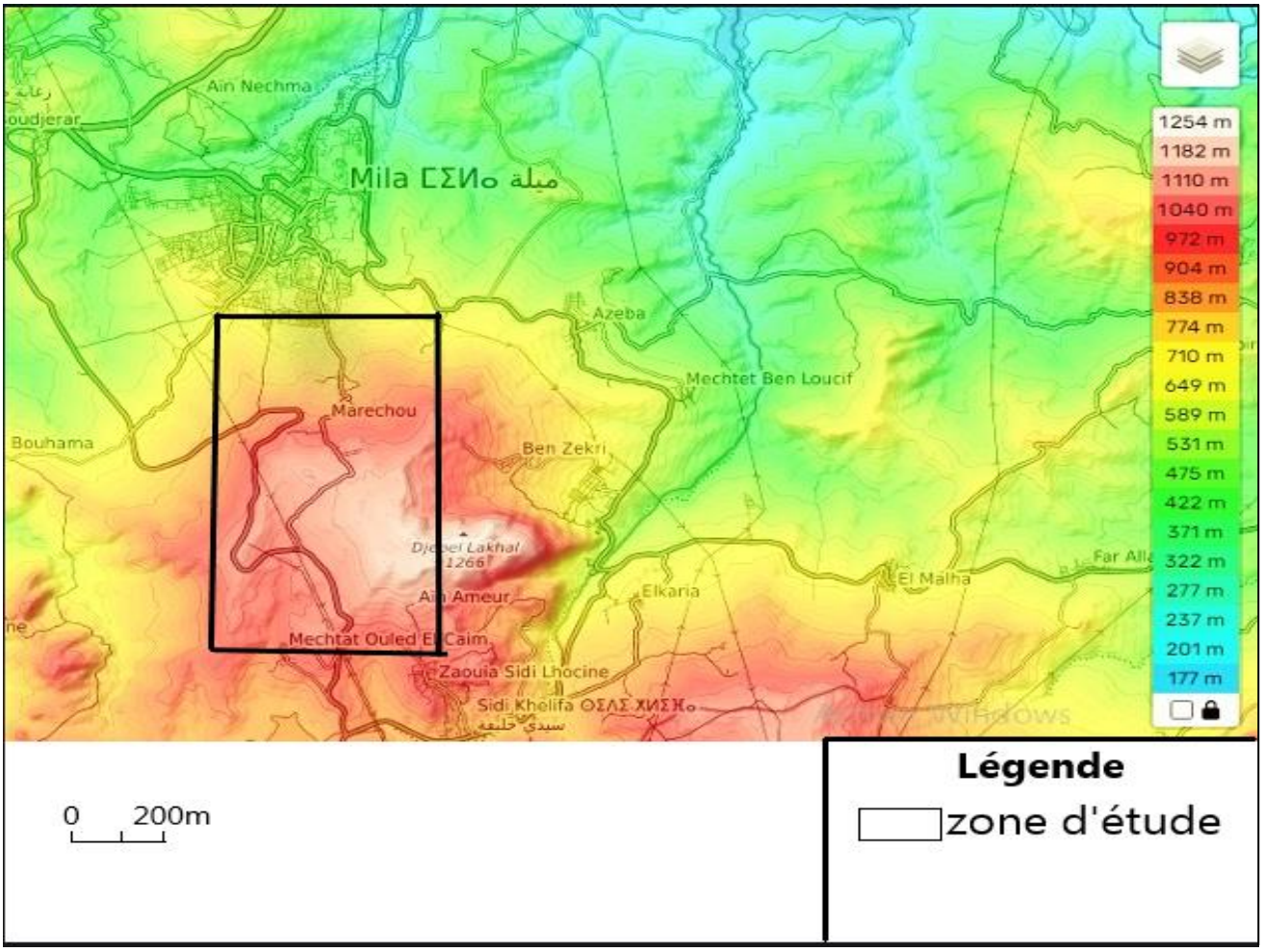


Figure I.4: Carte topographique de la zone Marechou (topographic-map.com)

I-3.1.Relief

Il existe des massifs montagneux dans la partie Nord de la wilaya, atteignant une altitude maximale de 1253 mètres. En descendant vers les communes limitrophes de la wilaya de Jijel, le paysage se compose de collines et de piémonts. La section centrale de la wilaya est constituée de vastes plaines élevées, tandis qu'au nord, on trouve des zones plus basses avec des altitudes de moins de 242 mètres. Au sud, se situent des massifs montagneux atteignant une altitude de 1000 mètres.

Le relief de la wilaya de Mila est donc caractérisé par une diversité de paysages qui lui donnent un cachet caractéristique des activités diverses.

Une courbe de niveau ou isoplèthe d'altitude est, en cartographie, une ligne formée par les points du relief situés à la même altitude. Plus les courbes de niveau sont rapprochées, plus la pente est raide. Entre deux courbes de niveau successives, on admet que la pente est régulière. La distance verticale séparant deux courbes de niveau s'appelle l'équidistance. Dans ce cas, nous l'utilisons pour bien comprendre la morphologie de Mila

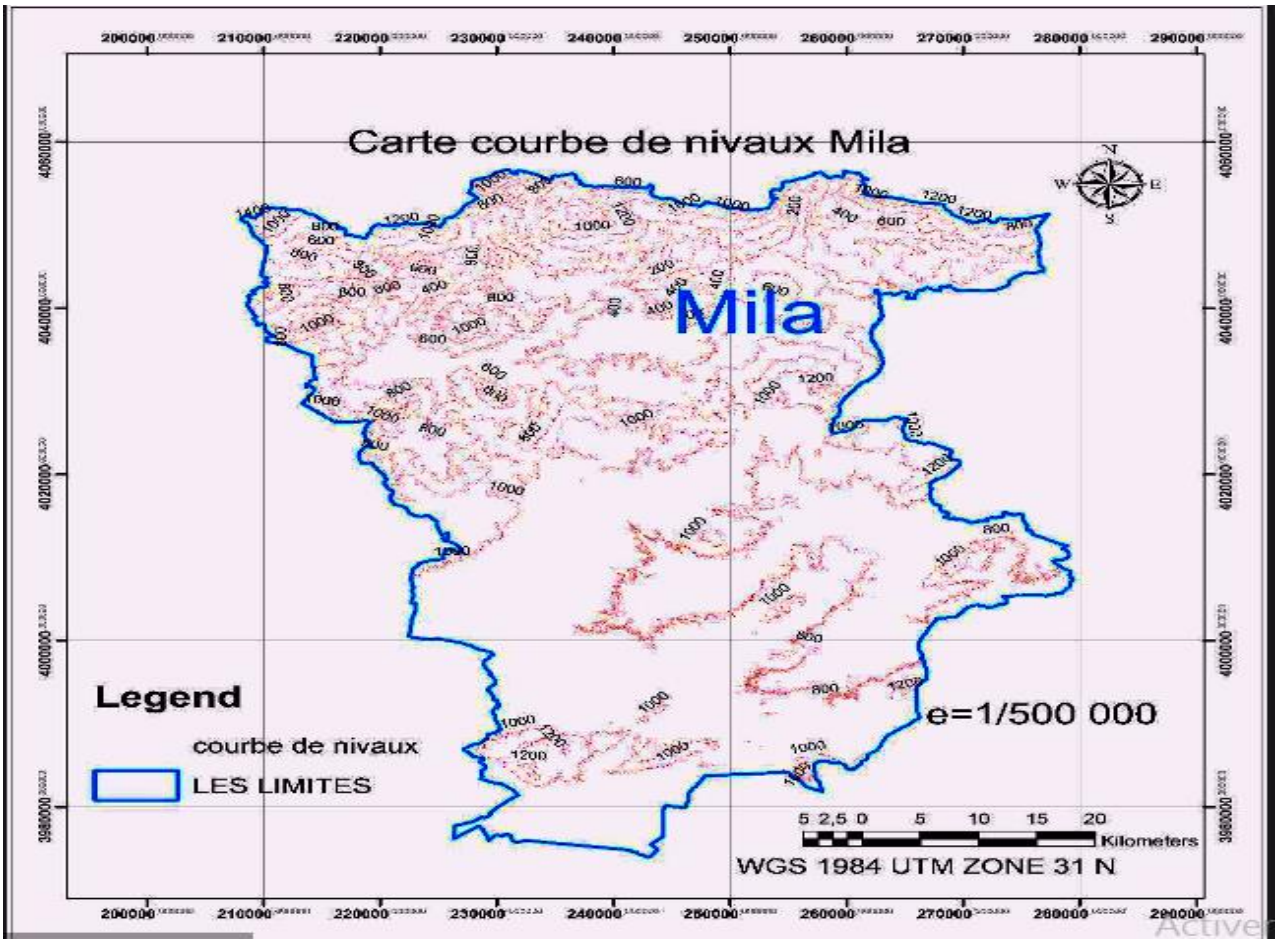


Figure I.6: Carte des courbes de niveaux

I-3.1.1.Les pentes

La carte des pentes et les statistiques associées traduisent un relief modéré sur presque 90% de la superficie de la wilaya de Mila, seulement 10% de la surface représente les piedmonts et les montagnes de la région. Cette structure en plan favorise l'accumulation des eaux de pluies pendant des longues périodes de l'année. (ATMANIA Dj, 2012-2013)

Tableau I-1: Classes des pentes du relief (ATMANIA Dj (2012-2013))

Facteur pente		
Classes	Area (Km²)	**%**
0-4°	1239	**35,38**
4-9°	1134	**32,38**
9-16°	760,92	**21,73**
16-25°	285,56	**8,15**
25-71°	82,20	**2,35**
Total	**3501,68**	**100**

I-4.Cadre Géologique général

Le bassin de Mila appartient au domaine externe de la chaine alpine d'Algérie nord oriental. Cette branche de la chaine alpine est rattachée à la branche sud des maghrébines entre le détroit de Gibraltar à l'Ouest et la Sicile et la glabre à l'est. Le bassin néogène de Mila est limité au nord par l'arête montagneuse du M'Cid Aicha et du Sidi Driss, au sud par le Djebel Akhal et Djebel Grouz, à l'est par le massif du Chettabah et Djebel Kheneg et à l'ouest par le Djebel Boucherf et Oukissène. L'une des caractéristiques géologiques du bassin de Mila, est la prédominance de dépôts. Détritiques et évaporitiques du Mio-Pliocène. Les terrains constituant le bassin de Mila du plus anciens au plus récents sont les suivants :

Le Trias : Ils sont essentiellement représentés par des dépôts évaporitiques et argileux. Ces formations affleurent dans la région de Sidi Merouane, et au pied des massifs du Kheneg, Djebel Akhal et du Djebel Chettabah.

Le Jurassique : Les formations du Jurassique sont représentées par une épaisse série carbonatée dépassant les 600m au niveau des massifs bordant le bassin de Mila, notamment aux Djebel Kheneg, Djebel Akhal, Djebel Kerkara et au Djebel M'Cid Aicha (Durand Delga, 1956 ; Raoult, 1974).

Le Paléocène et l'Eocène : Au nord de Redjas El Ferrada, la série type du Paléocène et de l'éocène, est formée par des marnes noires à débit finement feuilleté.

Le Quaternaire : Les formations quaternaires sont largement représentées dans le bassin de Mila au niveau des vallées : Oued Rhumel, Oued Endja.

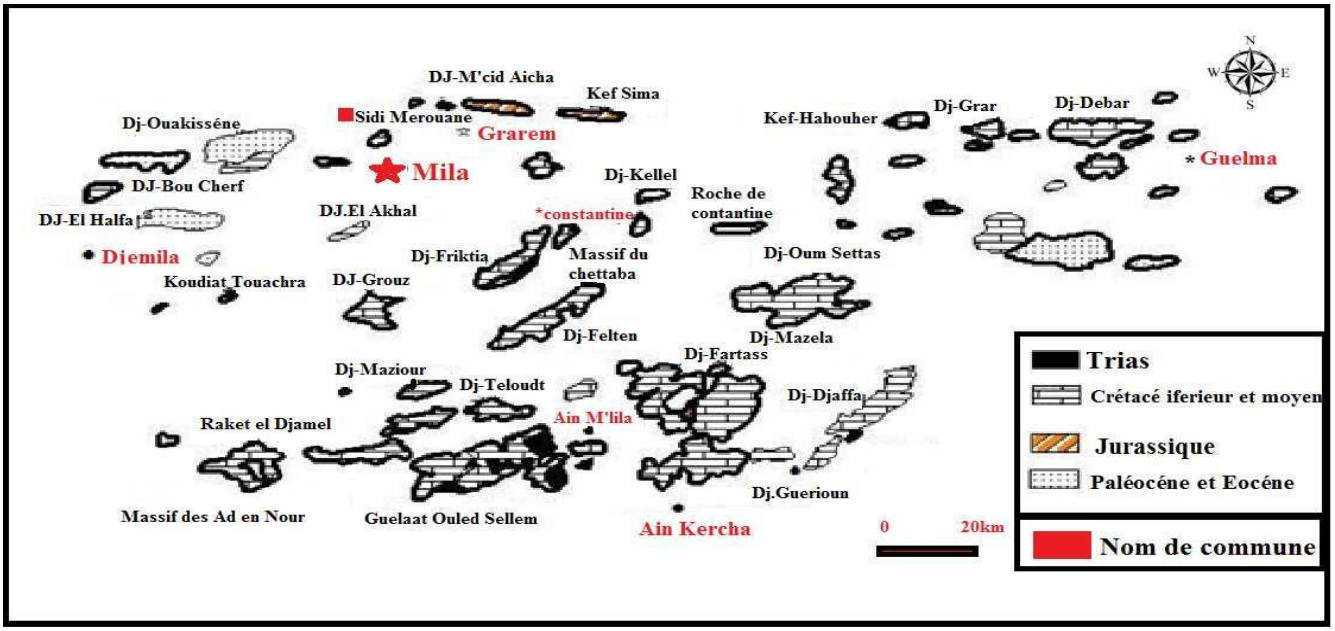


Figure I.7: Principaux affleurements des séries néritiques Constantinoises (d'après J.M. Vila, 1980)

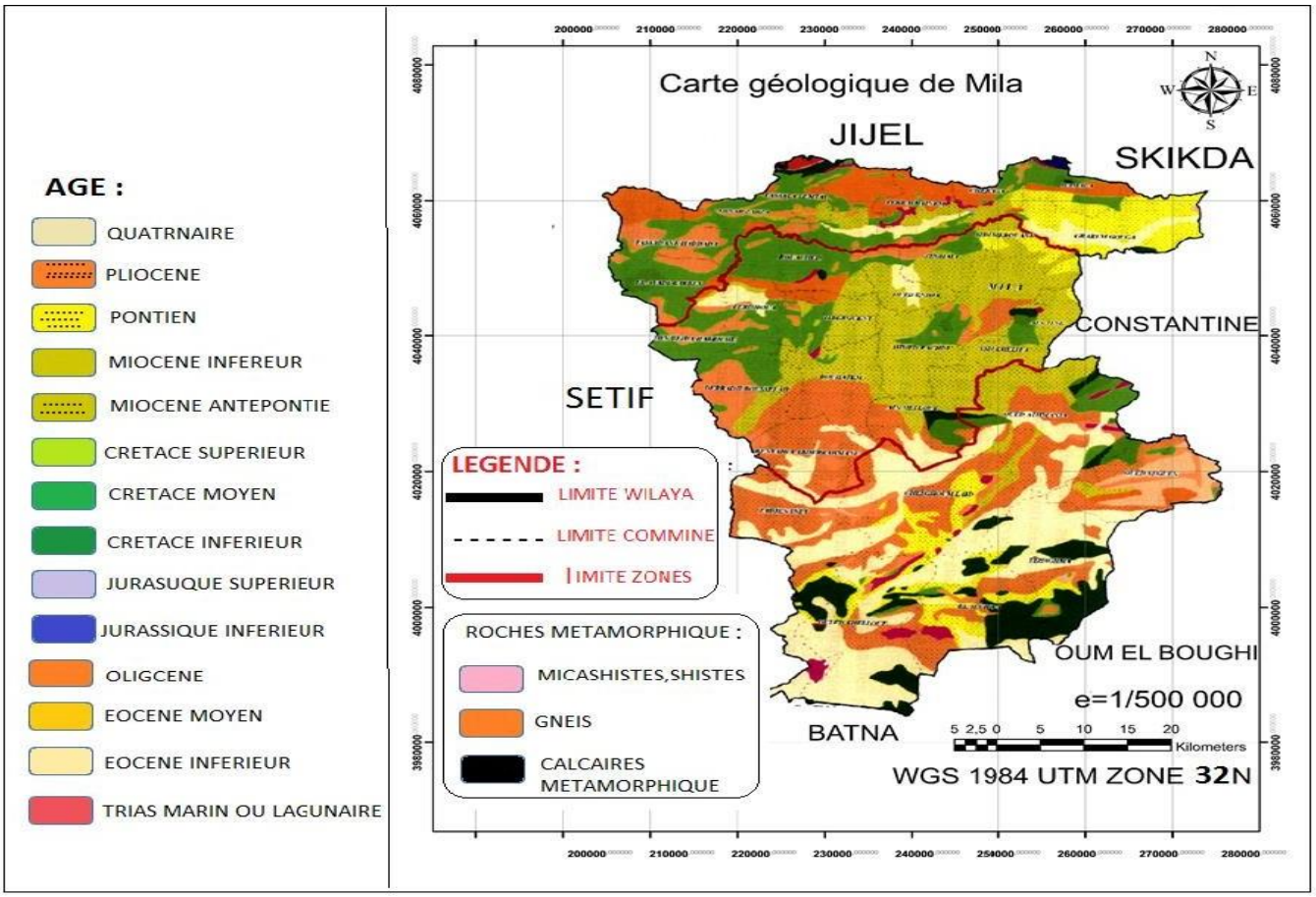


Figure I.8: Carte géologique de wilaya de Mila (CENEAP-DTP Mila)

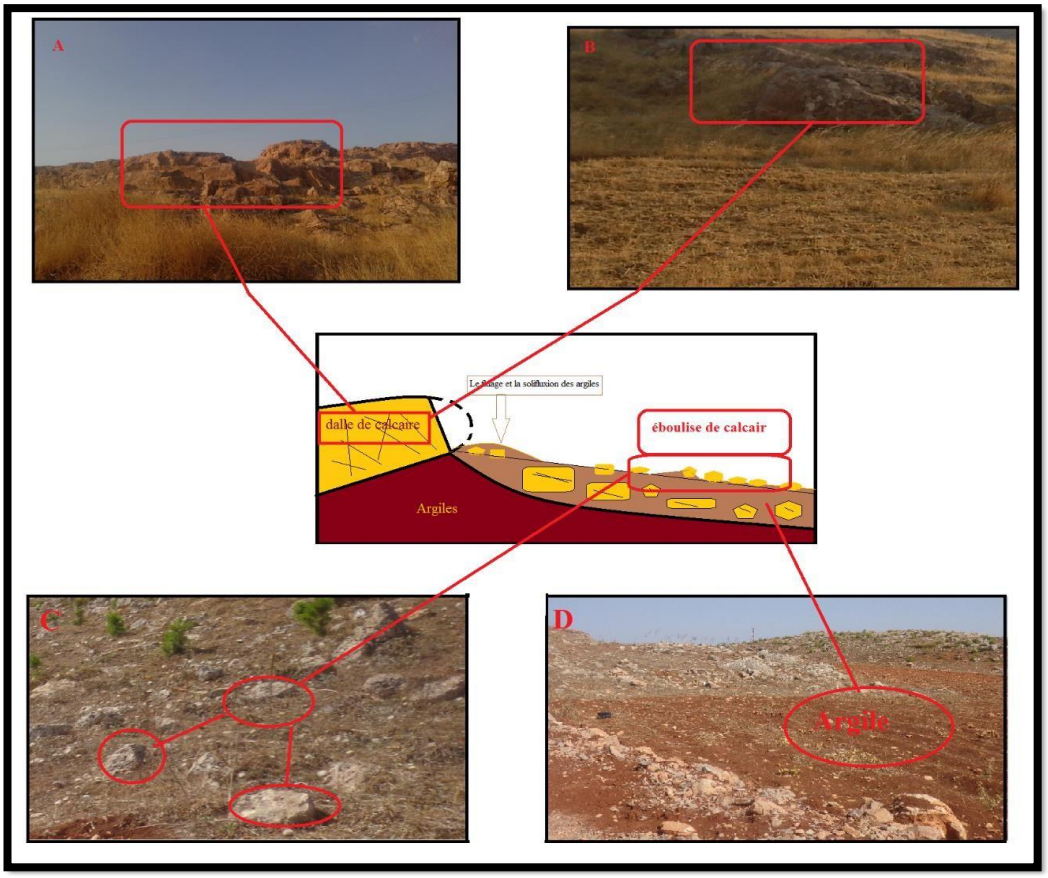


Figure I.9:les formations géologiques et le phénomène de fluage et solifluction sur site (Marechou)

I-5.Détails de la zone d'étude

La zone d'étude Marechou est une zone d’extension au futur situé dans la partie sud de chef lieu de la commune de mila , ayant un nombre d’habitants 964 (Année 2008) répartit de maniére aléatoire (réseau ramifié) . Selon le PDAU de la wilaya , le centre Marechou s'agrandira progressivement dans le court , moyen , long terme . On peut citer comme exemple le pos 09 ; pos 15 ; pos marchou (ZONE B) ;1000 logement AADL …etc.

La variation des altitudes dans la même zone Marechou nous conduire à partager la zone selon deux parties : partie basse et partie haute. Pour cela c’est préférable de projeter deux réseaux d’AEP (pour la partie basse et haute) à cause des avantages qu’il a : séparés la distribution , garantie la pression nécessaire favorable , économiser les devis …etc. la partie basse alimentés par un réservoir et la partie haute par un autre réservoir .

La partie basse est de 650 à 870m d’altitude , la partie haute est de 870 à 1110 m d’altitude .

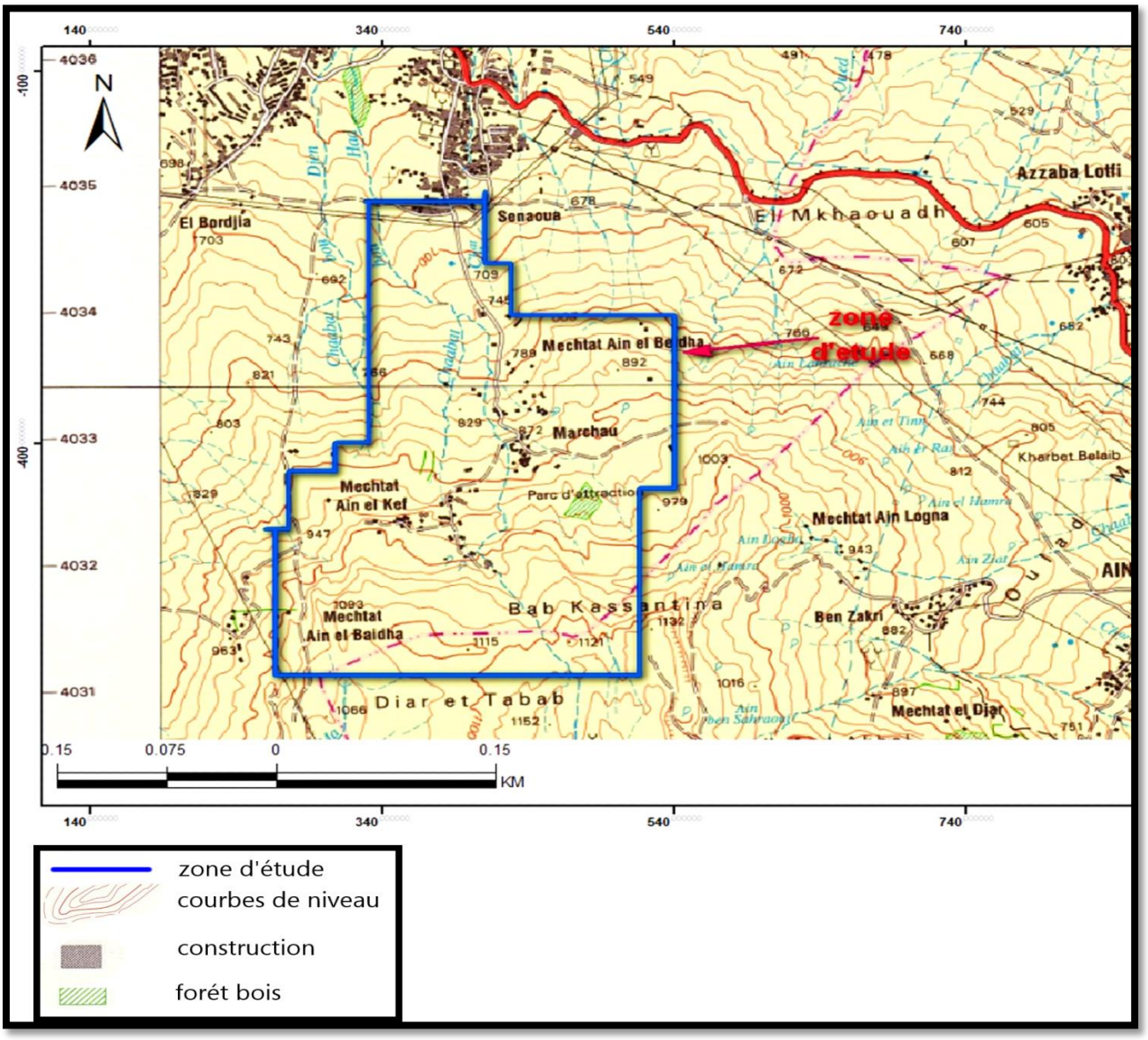


Figure I.11: Extrait de la carte d'état-major échelle 1/50 000 (NJ-32-I-2)

I-6.Hydrogéologie

Les oueds de la région drainent plusieurs domaines géologiques et hydrogéologiques très différents. Cette hétérogénéité du bassin versant provoque des influences différentes sur le régime des cours d'eau conjointement à celles dues à la répartition des précipitations. De la source a la mer, on rencontre schématiquement 5 grands domaines géologiques et hydrogéologiques.

1. le domaine des hautes –plaines sud-constantinoises.
2. le bassin néogène de Constantine –Mila.
3. le domaine des << nappes>> tectoniques de Djemila.
4. le domaine de la dorsale kabyle et massifs gréseux numidiens.
5. le domaine du socle granitique et cristallophyllien de la petite kabyle d'el Milia.

(SEBIH A. Rapport-DTP)

Le réseau hydrographique est bien développé de l'amont à l'aval du bassin, la jonction de deux oueds principaux : oued Endja à la limite NW du bassin versant et oued El Kebirqui allonge la limite NE, est très nette au Nord de Grarem (Figure I.11') (ATMANIA Dj, 2012-2013)

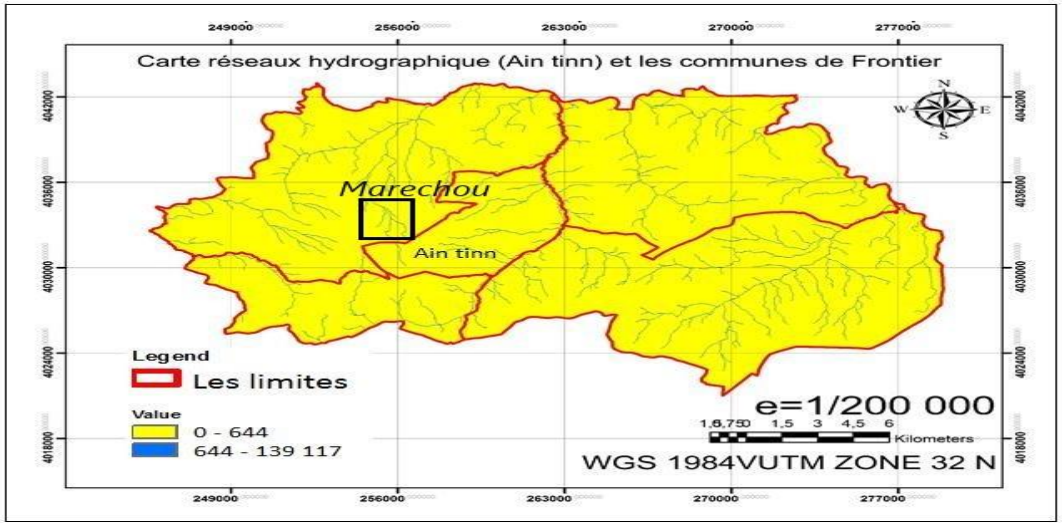


Figure I.11'': Carte du Réseau hydrographique de la zone ''Marechou'' et des communes frontières

I-7.Climat

Compte tenu de l'absence de station météorologique propre à la commune de mila, la caractérisation du climat de cette dernière s'est faite à partir des données de la station de Fedoulés . Ces données sont consolidées par la carte climatique élaborée par l'ANRH.

Le climat présente des caractéristiques d'humidité dans la partie septentrionale, de subhumide à semi-aride dans la région centrale, et de semi-aridité dans le sud (voir Figure I.12, A.MEBARKI). Les précipitations s'échelonnent entre 600 et 900 mm dans la partie septentrionale de la wilaya (atteignant 920 mm sur le mont de (Msid Aicha), entre 400 et 600 au centre de la wilayaet moins de 400 mm au sud. Le climat de la région est caractérisé par un climat humide et subhumide avec des précipitations appréciables.

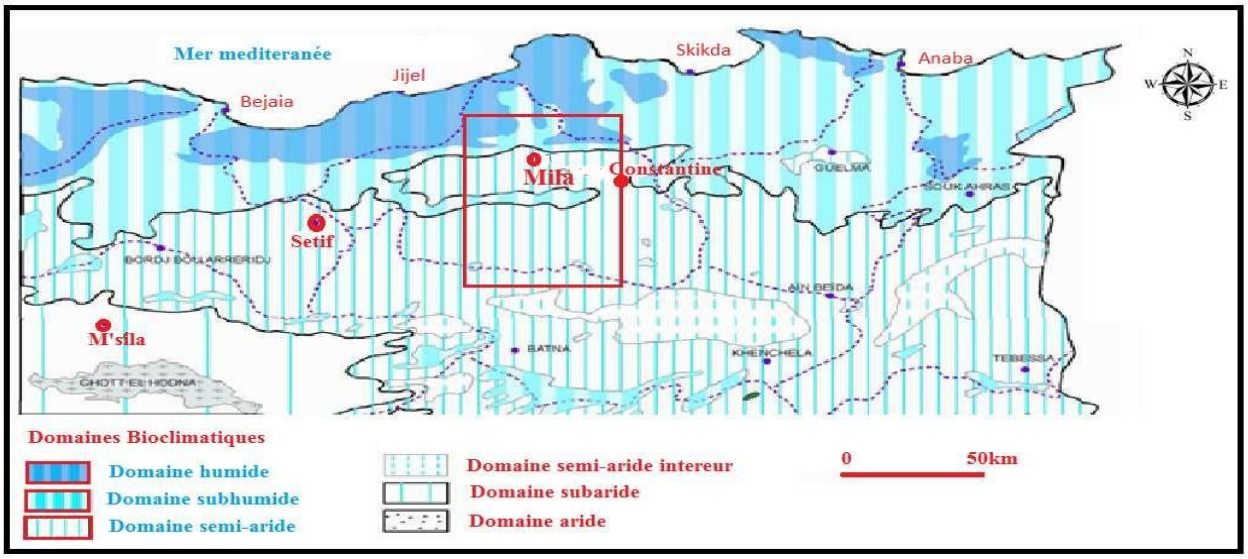


Figure I.12: Carte climat d'est d'Algérie (MEBARKI A ,2005)

I-7.1.Pluviométrie

Les précipitations d'eau annuelles varient entre 500 et 600 à 700 mm/an

Le traitement des données des précipitations mensuelles et annuelles durant la période de 2006 à 2017 obtenues à partir de la station météorologique d'Ain Tine wilaya de Mila, montre que :

- Les deux années 2013-2010 sont les plus pluvieux durant cette période.
- La période la plus arrosée durant 12 ans s'étale du mois d'Octobre jusqu'au mois de Mai (34.5 mm de moyenne) et le mois le plus pluvieux est le mois de Février (61.45 mm), en revanche la période la plus sèche durant 12 ans s'étale du mois de juin jusqu' au mois d'Aout (6.86 mm) et le mois le plus sec est le mois de Juillet (2.61 mm).

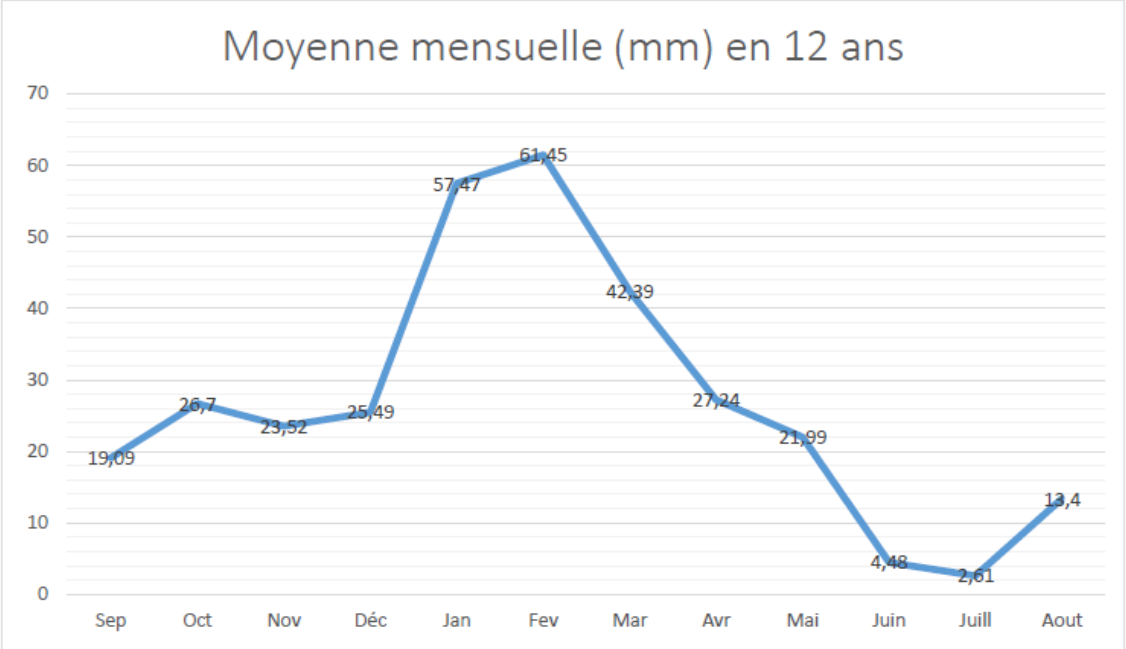


Figure I.13: Graphe montrant la période la plus arrosée dans la région de Marechou durant 12 ans.

I-7.2.Températures

Parmi les facteurs climatiques, la température joue un rôle prépondérant sur la biologie des acridiens. Elle module l'activité générale et la vitesse de développement larvaires et influe sur les taux de mortalité et la répartition de l'acridofaune en général (Benkenana. 2006).Dans la région de Mila, les basses températures sont enregistrées en décembre , Janvier et Février avec respectivement 3.6, 2.73 , 2.54 pour la période de 2003 à 2013. Les hautes températures se situent en Juin, Juillet et Août ou elles atteignent respectivement 31.1 , 35.3 , 34.65 pour la même période , ces résultats sont explorés dans le (Tableau I-3)

Tableau I-3: Température moyennes mensuelles (°C) de la région de MilaPériode (2003-2013).

Année	Mois T (°C)	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC
Période 2003-2013	T moy	7.23	7.25	10.68	13.64	17.72	23.29	27 .15	26.42	21.54	18.17	11.73	8.15
	T max	22.10	12.47	16.64	19.77	24 .69	31.10	35.30	34.65	28.63	24.71	17.27	12.96
	T min	2.73	2.54	5.1	7.52	10.61	15.15	18.54	18.49	15.16	12.14	6.6	3.6

I-7.3.Vents

Les Vents prédominants sont de directions Nord-Ouest, Nord-Est. Ils sont chargés de l'humidité acquise par un long parcours maritime. Ils condensent cette humidité sous forme de pluies très abondantes sur les massifs montagneux, et à un degré moindre dans les vallées abritées. Ces vents soufflent surtout en période hivernale. Les Vents du Sud sont rares et faibles, ne fréquentent la région qu'en été et plus particulièrement au mois de Juillet et Août.

I-8.Situation démographique

La zone d'étude bénéficie d'un projet de développement qui inclue une extension repartie sur trois termes : court terme, moyen terme et long terme.

- **Court terme**

Tableau I-4: Nombre de population de la zone d'étude à court terme (DRE Mila)

N°	DESIGNATION	NOMBRE DE LOGEMENT	NOMBRE D'HABITANT A COURT TERME
01	POS 9	2 355	16485
02	CITE 1 000 Logts AADL	1 000	7000
03	POS 15	1 900	13 300
		TOTAL	36785 habitants

- **moyen terme (DRE Mila)**

Tableau I-5: Nombre de population de la zone d'étude à moyen terme

N°	DESIGNATION	NOMBRE DE LOGT	Superficie de la zone	Densité hab/h	NOMBRE D'HABITANT A MOYEN TERME
03	Village Marchou	-	-	-	2392
04	POS Marchou (zone B)	1 200	52 ha	-	8400
05	ZONE A	-	54 ha	100	5400
06	ZONE A1	-	44 ha	100	4400
07	ZONE IP	-	77 ha	100	7700
08	ZONE AB	-	54 ha	100	5400
09	ZONE HD1	-	62 ha	100	6200
10	ZONE HD2	-	82 ha	100	8200
11	ZONE HD3	-	41 ha	100	4100
12	ZONE HD4	-	64 ha	100	6400
		TOTAL			58592 habitants

- **Pos long terme**

Tableau I-6: Nombre de population de la zone d'étude à long terme

N°	DESIGNATION	Superficie de la zone	Densité hab/h	NOMBRE D'HABITANT A LONG TERME
13	ZONE C	51 ha	100	5100
14	ZONE D	77 ha	100	7700
15	ZONE E	70 ha	100	7000
18	ZONE A1	44 ha	100	4400
19	ZET	54 ha	100	5400
		TOTAL		29600 habitants

I-9.Situation hydraulique

L'ensemble ressource en eau-système d'AEP actuel peut être décrit, comme suit :

a-Arrivé de barrage BENI HAROUNE de 18000 m3/j, alimente la ville Mila

b-Arrivé de deux forages de AIN TINNE de 4320 m3/j, vers deux réservoirs 750 m3.

c-Arrivé des forages d'ARIS de 6048 m3/j.

d- Arrivé de la station de oued El-Athmania vers réservoir Sidi Khlifa 65 L/S.

e- Il existe des sources au niveau du centre Marechou et qui ne sont pas exploitées

Problématique

Afin de faire face aux contraintes topographiques d'une part et à celles économiques d'autre part, nous allons repartir le présent projet sur des phases, en considérant celle du centre Marechou , pour le moyen terme (2028) à cause des raisons suivantes :

- Nous visons d'abord d'alimenter (pos 9 , pos 15 , AADL) car le nombre d'habitants est beaucoup plus supérieure au nombre d'habitants du centre Marechou (25 fois) .
- Les habitants de centre Marechou sont alimentés traditionnellement par des puits
- L'altitude du centre 'Marechou' varie rapidement de 760m à 1030 m donc la construction d'une grande station de pompage s'impose qui refoule d'une altitude de 707 m vers un réservoir de 1108 m et cela va nécessiter un temps et un budget importants.
- Du point vue économique c'est une mauvaise décision à prendre puisque si la distribution est a partir de réservoir projeté a cote de point plus haut de centre Marechou (1106m) les pressions et les vitesses dans les POS de court terme seront importants d'où le recours aux des brises charges ou un réservoir d'équilibre pour briser la charge dans la partie basse de la zone
- En conséquence, la meilleure décision est de considérer le centre Marechou dont le nombre d'habitants est faible et qui sont alimentés traditionnellement par des puits, pour le moyen terme avec les zones d'extension de moyen terme ayant les mêmes altitudes donc les pressions et les vitesses vont pouvoir être admissibles.

Conclusion

En conclusion de ce chapitre, nous avons effectué une présentation de la zone d'étude qui constitue le cœur de notre projet. Nous avons examiné les caractéristiques géographiques, topographiques, climatiques … de la région, mettant en évidence les éléments clés qui influenceront notre analyse dans les chapitres à venir. Cette collecte de données brutes nous permet par la suite de bien dimensionner le réseau d'alimentation en eau potable pour la zone de Marechou.

Chapitre II

Estimation de la demande en eau potable

Introduction

Une étude de projet d'alimentation en eau potable commence tout d'abord par une estimation convenable des différents besoins en eau que l'agglomération peut exiger, selon l'accroissement de la population dans le temps et en adoptant des normes convenables de consommation à l'usage domestique ou de service.

II-1.Estimation de la population future

L'estimation de la population future se fait pour l'horizon 2053, sur la base d'un taux d'accroissement de la région est de 2.04 %. Selon l'APC de la commune Mila, le nombre d'habitants futur est estimé par la formule suivante :

$$P_n = P_o\,(1+T)^n \qquad \textbf{(II-1)}$$

Avec : **Pn** : population à l'horizon d'étude 2053

Po : population de l'année de référence

n : les années qui séparent le référence et l'horizon de calcul

τ : taux d'accroissement (2.04 %) .

L'évolution de la population du centre de Marechou se résume dans le tableau suivant :

Tableau II-1: Répartition de la population du centre Marechou à différents horizons

Année	2008	2023	2030	2035	2040	2045	2053
Nombre d'habitants	964	1305	1503	1663	1839	2035	2392

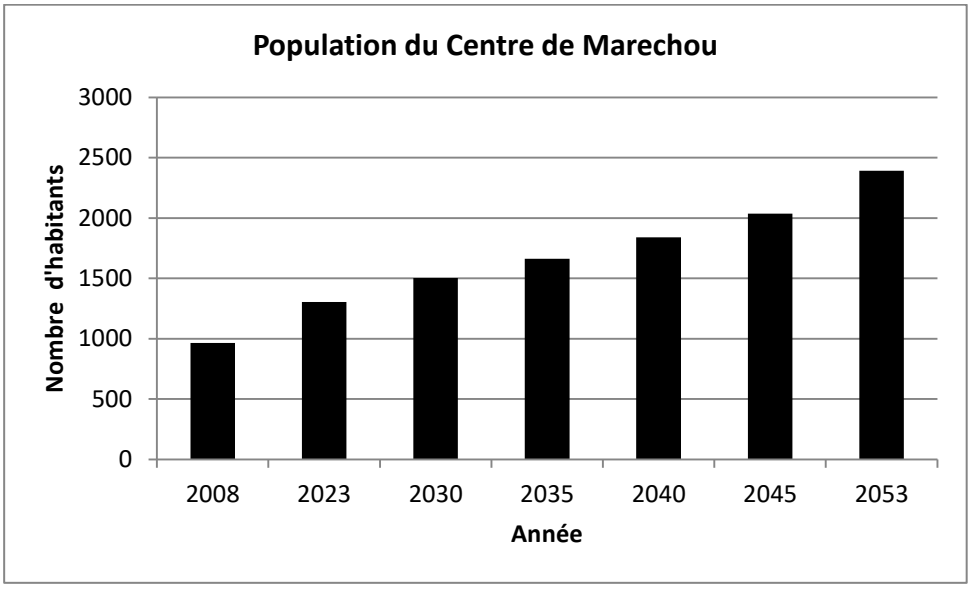


Figure II.1: Evolution de la population du centre Marechou

Or, le nombre d'habitants résultant en tenant compte de l'extension urbaine est donné dans le tableau suivant :

Tableau II-2: Nombre d'habitants à différents termes

Horizon	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2023	**2028**	**2035**	**2053**
Population de base	1305	1443	1663	2392
Population de l'extension	-	36785	56200	29600
Total	1305	38228	57863	31992

II-2.Estimation des besoins en eau

Les besoins en eau dépendent de plusieurs facteurs (l'évolution de la population, équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,…). Ils sont classés en deux catégories principales, comme suit :

- Les besoins domestiques
- Les besoins des équipements publics

L'estimation des besoins en eau de notre agglomération exige de fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire est définie en fonction des besoins de chaque consommateur et de la ressource disponible.

II-2.1.Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière désignée par Qmoy j est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy\,j} = \frac{(Ni \times D)}{1000} \quad (m3/j) \qquad \textbf{(II-2)}$$

Avec : **Q moyj** : consommation moyenne journalière en (m3/j).

D : dotation journalière en (l/j/cons).

Ni : nombre de consommateurs.

II-2.1.1.Evaluation des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur

La demande en eau fluctue en fonction de la catégorie de consommateur. Pour la zone d'étude de Marechou, nous adoptons une dotation domestique en eau de 150 l/j/hab pour. Alors que les besoins d'équipements sont de 20% des besoins domestique d'après de PDAU et la DRE de Mila.

Les besoins en eau domestiques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-3: Consommation moyenne totale à différents horizons

Horizon	NOMBRE D'HABITANT	Cons. Moy. journ domestique (m3/j)	Cons.Equipement Total (m3/j)	Fuites dans le réseau **(l/s)**	Cons. moy. Journ Total (l/s)
Court terme	36785	5517.504	1103.6	7.65	84.2
moyen terme	58592	8788.6	1753.92	12.2	134.2
long terme	29600	4440.9	887.3	6.2	67.8

La consommation moyenne journalière est majorée de 10% Pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, et pour combler les fuites qui sont dues, soit :

- A la consommation non quantifiée (illégale).
- Fuites dans le réseau d'adduction
- Les pertes dans le système de distribution qui sont influencées par plusieurs facteurs, notamment le type de tuyau, le vieillissement de l'infrastructure, la variété des équipements hydrauliques, la topographie du terrain et la qualité des opérations de maintenance. Soit aux fuites chez le consommateur (robinets).
- A la qualité de pose.

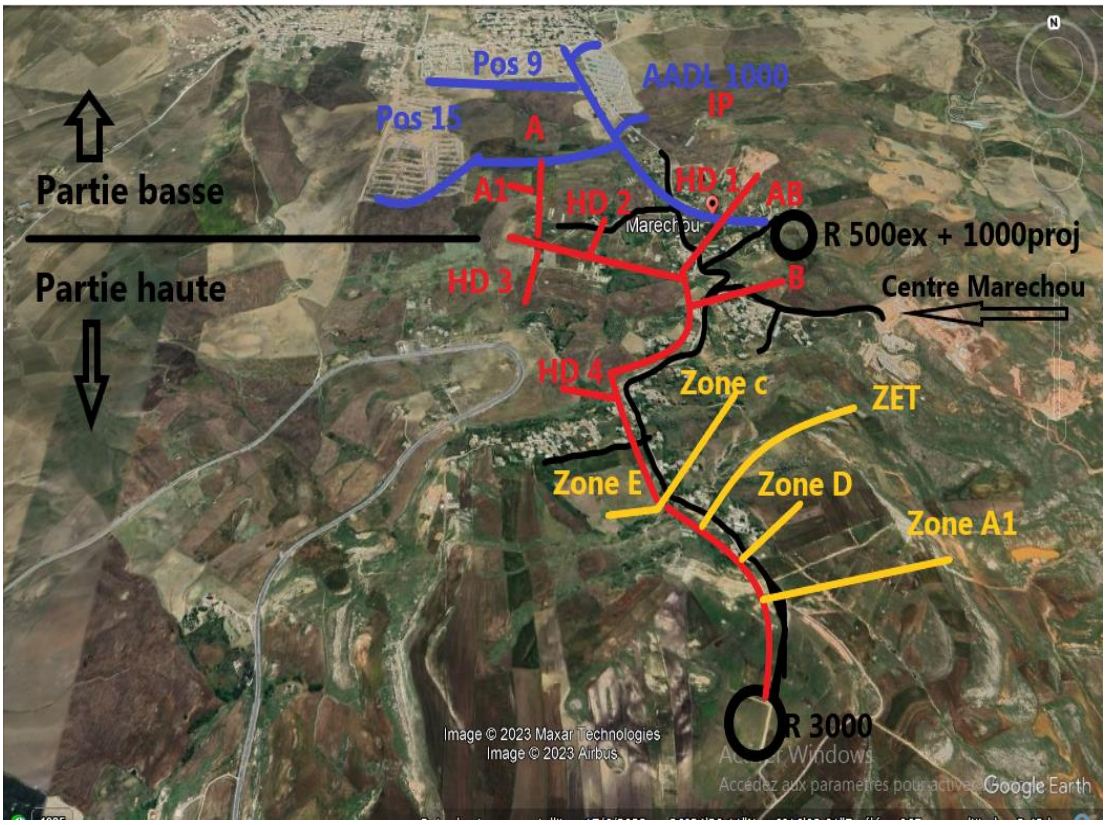


Figure II.2: Les zones d'extension de la ville Marechou

II-3.Etude des variations de la consommation

Avant toute initiative, il est essentiel de procéder à une évaluation du profil de consommation de l'agglomération. Cette évaluation offre une vue d'ensemble non seulement sur le fonctionnement opérationnel de toutes les composantes du système d'approvisionnement en eau potable, mais aussi sur leurs besoins en dimensionnement.

II-3.1.Consommation maximale et minimale journalières

II-3.1.1Consommation maximale journalière

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum noté Kmaxj représente le rapport entre la consommation journalière maximale et moyenne, il varie entre 1.1 et 1.3 et nous indique de combien de fois la consommation maximale dépassera la consommation moyenne journalière, d'où, nous avons :

$Q_{max\ j} = Q_{moyj} \times K_{maxj}$ (m^3/j) **(II-3)**

Avec : **Qmoyj :** débit moyen journalier (m^3/j)

Qmax j **:** débit maximum journalier (m^3/j)

Pour notre cas nous prenons **Kmaxj=1.3**

II-3.1.2.Consommation minimale journalière

Elle est définie à travers le rapport de la consommation minimal**e** par la consommation moyenne journalière noté Kminj, il varie entre 0.7 et 0.9 et cela nous renseigne sur le rapport entre la consommation minimale quotidienne et la consommation journalière moyenne.. Ainsi, la consommation minimale est donnée par la relation suivante :

$Q_{minj} = Q_{moyj} \times K_{minj}$ (m3/j) **(II-4)**

Avec : **Qmoyj :** débit moyen journalier (m3/j).

Qmin j **:** débit minimum journalier (m3/j).

Pour notre cas nous prenons **Kminj =0.8**

Tableau II-4: Valeurs des débits journaliers Q moyj , Q max j , Q minj

	Q moy (l/s)	**$Q_{max\ J}$ (m3/j)**	**$Q_{min\ J}$ (m3/j)**
Court terme	84.2	9457.3	5820
Moyen terme	134.2	15073.3	9276
Long terme	67.8	7615.3	4686.3

II-3.2.Etude les variations des débits horaires

Le débit moyen horaire est la consommation de la journée la plus chargée en 24 heures.

$$Q_{moyh} = \frac{Qmaxj}{24} \qquad \textbf{(II-5)}$$

Avec : **Q moyh :** débit moyen horaire en m3/h ;

Q maxj : débit maximum journalier en m3/j ;

II-3.2.1.Débits horaires par la méthode des coefficients d'irrégularité

Ces débits sont intégrés dans les divers calculs du réseau de distribution.

II-3.2.1.1.Débit maximal horaire

Ce débit revêt une signification cruciale au sein des divers calculs impliqués dans le dimensionnement du réseau. Il est établi à partir de la relation :

Q maxh =Q moyh× K maxh (m^3/h) **(II-6)**

Avec : **Qmax h :** débit max horaire en (m^3/h)

Qmoyh : débit moyen horaire en (m^3/h)

K maxh : coefficient d'irrégularité maximum horaire

Coefficient d'irrégularité maximum horaire (K maxh) :

Ce coefficient exprime l'élévation de la demande horaire au cours de la journée, en prenant en considération l'accroissement de la population, le niveau de confort et le mode de fonctionnement de l'industrie. Il peut être subdivisé en deux coefficients distincts, à savoir αmax et βmax, conformément à la relation suivante :

K maxh = αmax × βmax **(II-7)**

Avec :

αmax: tenant compte l'importance de l'agglomération donc le confort des équipements de l'agglomération , le régime du travail et les habitudes de la population, il varie de 1.2 à 1.4, dans notre cas on prend **αmax =1.3**.

βmax: Coefficient fortement associé à la croissance démographique.

Le tableau ci-dessous présente ses variations en relation avec le nombre d'habitants.

Tableau II-5: Variation du coefficient βmax

habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
B_{max}	**2**	**1,8**	**1,6**	**1,5**	**1,4**	**1,3**	**1,2**	**1,15**	**1.1**	**1.1**

II-3.2.1.2.Débit minimum horaire

C'est le débit du jour de faible consommation pendant l'année**.** Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{minh} = Q_{moyh} \times K_{minh} \ (m^3/h) \qquad \textbf{(II-8)}$$

Avec : $Q_{min\ h}$ **:** débit min horaire (m3/h)

Q_{moyh} **:** débit moyen horaire (m3/h)

K_{minh} **:** coefficient d'irrégularité minimum horaire

Coefficient d'irrégularité minimum horaire (K minh)

Ce coefficient est utilisé pour calculer le débit horaire minimal, il nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau en termes de pression dans le système. Tel que :

$$K_{minh} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \qquad \textbf{(II-9)}$$

Avec :

αmin: Coefficient prenant en considération le confort des installations de la localité ainsi que le mode de fonction de travail, il varie de 0.4 à 0.6, dans notre cas on prend **αmin= 0.5**

βmin: coefficient lié à l'accroissement de la population .

Le tableau ci-dessous présente ses fluctuations en relation avec le nombre d'habitants:

Tableau II-6: Variation du coefficient βmin

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000	100000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0.7

Les différentes valeurs des débits horaires : moyenne, maximale et minimale sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II-7: Variation des débits horaires

Court terme								
NOMBRE D'HABITANT	β_{max}	α_{max}	$K_{max,h}$	Q max j (l/s)	Q max j (m3/j)	Q moy.,h (m3/h)	**Q max h (m3/h)**	**Q max h (l/s)**
36785	1.12	1.3	1.456	109.46	9457.3	394	571.3	**158.7**
Moyen terme								
NOMBRE D'HABITANT	β_{max}	α_{max}	$K_{max,h}$	Q max j (l/s)	Q max j (m3/j)	Q moy.,h (m3/h)	**Q max h (m3/h)**	**Q max h (l/s)**
58592	1.1	1.3	1.43	174.46	15073.3	628	898	**249.4**
Long terme								
NOMBRE D'HABITANT	β_{max}	α_{max}	$K_{max,h}$	Q max j (l/s)	Q max j (m3/j)	Q moy.,h (m3/h)	**Q max h (m3/h)**	**Q max h (l/s)**
29600	1.15	1.3	1.495	88.14	7615.3	317.3	472.7	**131.3**
Court terme								

NOMBRE D'HABITANT	β_{min}	α_{min}	$K_{min,h}$	Q min j (l/s)	Q min j (m3/j)	Q moy.,h (m3/h)	**Q min h (m3/h)**	**Q min h (l/s)**
36785	0.55	0.5	0.275	67.3	5820	394	**108.3**	**30.17**
Moyen terme								
NOMBRE D'HABITANT	β_{min}	α_{min}	$K_{min,h}$	Q min j (l/s)	Q min j (m3/j)	Q moy.,h (m3/h)	**Q min h (m3/h)**	**Q min h (l/s)**
58592	0.62	0.5	0.31	107.3	9276	628	**194.7**	**54.1**
Long terme								
NOMBRE D'HABITANT	β_{min}	α_{min}	$K_{min,h}$	Q min j (l/s)	Q min j (m3/j)	Q moy.,h (m3/h)	**Q min h (m3/h)**	**Q min h (l/s)**
29600	0.53	0.5	0.265	54.3	4686.3	317.3	**84.1**	**23.3**

II-3.2.2.Débits horaires par la méthode graphique

La variation des débits horaires au cours d'une journée est graphiquement représentée en corrélation avec le nombre d'habitants. Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. basons nous sur [extrait de l'ouvrage d'AEP d'ABRAMOV (édition 1982)]. Pour notre cas, nous avons:

- **Court, long termes s**e trouvant dans l'intervalle (10001 à 50000**)** habitants
- **Moyen terme** se trouvant dans l'intervalle (50001à 100000) habitants

Tableau II-8: Répartition des débits horaires de la zone d'étude

Heures (h)	**COURT TERME**				**moyen terme**				**long terme**			
	Q max j = 9457.3 m3/j		Le débit cumulé Q max j		Q max j = 15073.3m3/j		Le débit cumulé Q max j		Q max j = 7615.3 m3/j		Le débit cumulé Q max j	
	(%)	m3/h	%	m3/h	(%)	m3/h	(%)	m3/h	(%)	m3/h	(%)	m3/h
0_1	1.5	141.8595	1.5	141.8595	03	452.199	3	452.199	1.5	114.2295	1.5	114.2295
1_2	1.5	141.8595	3	283.719	3.2	482.3456	6.2	934.5446	1.5	114.2295	3	228.459
2_3	1.5	**141.8595**	4.5	425.5785	2.5	**376.8325**	8.7	1311.377	1.5	**114.2295**	4.5	342.6885
3_4	1.5	141.8595	6	567.438	2.6	391.9058	11.3	1703.283	1.5	114.2295	6	456.918
4_5	2.5	236.4325	8.5	803.8705	3.5	527.5655	14.8	2230.848	2.5	190.3825	8.5	647.3005
5_6	3.5	331.0055	12	1134.876	4.1	618.0053	18.9	2848.854	3.5	266.5355	12	913.836
6_7	4.5	425.5785	16.5	1560.455	4.5	678.2985	23.4	3527.152	4.5	342.6885	16.5	1256.525
7_8	5.5	520.1515	22	2080.606	4.9	738.5917	28.3	4265.744	5.5	418.8415	22	1675.366
8_9	6.25	**591.08**	28.25	2671.	4.9	**738.59**	33.2	5004.3	6.25	**475.9**	28.2	2151.3

		13		687		**17**		36		**563**	5	22
9_10	6.25	591.0813	34.5	3262.769	4.6	693.3718	37.8	5697.707	6.25	475.9563	34.5	2627.279
10_11	6.25	591.0813	40.75	3853.85	4.8	723.5184	42.6	6421.226	6.25	475.9563	40.75	3103.235
11_12	6.25	591.0813	47	4444.931	4.7	708.4451	47.3	7129.671	6.25	475.9563	47	3579.191
12_13	05	472.865	52	4917.796	4.4	663.2252	51.7	7792.896	05	380.765	52	3959.956
13_14	05	472.865	57	5390.661	4.1	618.0053	55.8	8410.901	05	380.765	57	4340.721
14_15	5.5	520.1515	62.5	5910.813	4.2	633.0786	60	9043.98	5.5	418.8415	62.5	4759.563
15_16	06	567.438	68.5	6478.251	4.4	663.2252	64.4	9707.205	06	456.918	68.5	5216.481
16_17	06	567.438	74.5	7045.689	4.3	648.1519	68.7	10355.36	06	456.918	74.5	5673.399
17_18	5.5	520.1515	80	7565.84	4.1	618.0053	72.8	10973.36	5.5	418.8415	80	6092.24
18_19	05	472.865	85	8038.7	4.5	678.298	77.3	11651.6	05	380.76	85	6473.00
19_20	4.5	425.5785	89.5	8464.284	4.5	678.2985	81.8	12329.96	4.5	342.6885	89.5	6815.694
20_21	04	378.292	93.5	8842.576	4.5	678.2985	86.3	13008.26	04	304.612	93.5	7120.306
21_22	03	283.719	96.5	9126.295	4.8	723.5184	91.1	13731.78	03	228.459	96.5	7348.765
22_23	02	189.146	98.5	9315.4	4.6	693.371	95.7	14425.1	02	152.30	98.5	7501.07
23_24	1.5	141.8595	100	9457.3	4.3	648.1519	100	15073.3	1.5	114.2295	100	7615.3
Totale		**9457.3**				**15073.3**				**7615.3**		

D’après le tableau on trouve :

	COURT TERME	**moyen terme**	**long terme**
Qmaxh (m3/h)	**591.1**	**738.6**	**475.9**
Qminh (m3/h)	**141.86**	**376.8**	**114.2**

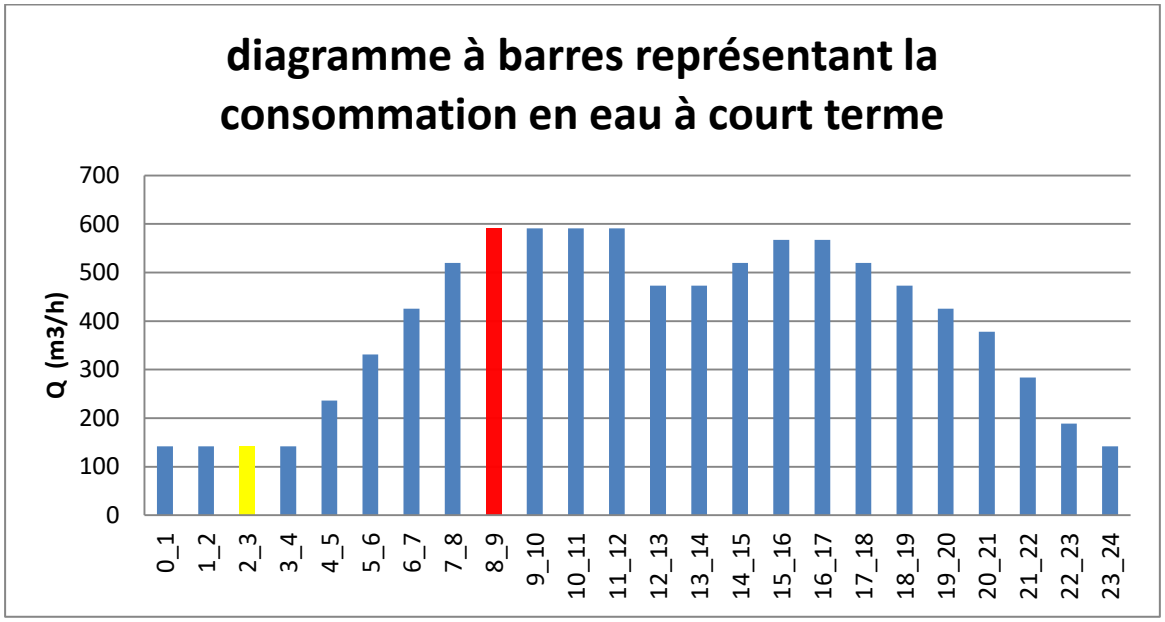


Figure II.3: Histogramme de consommation journalière pour le court terme

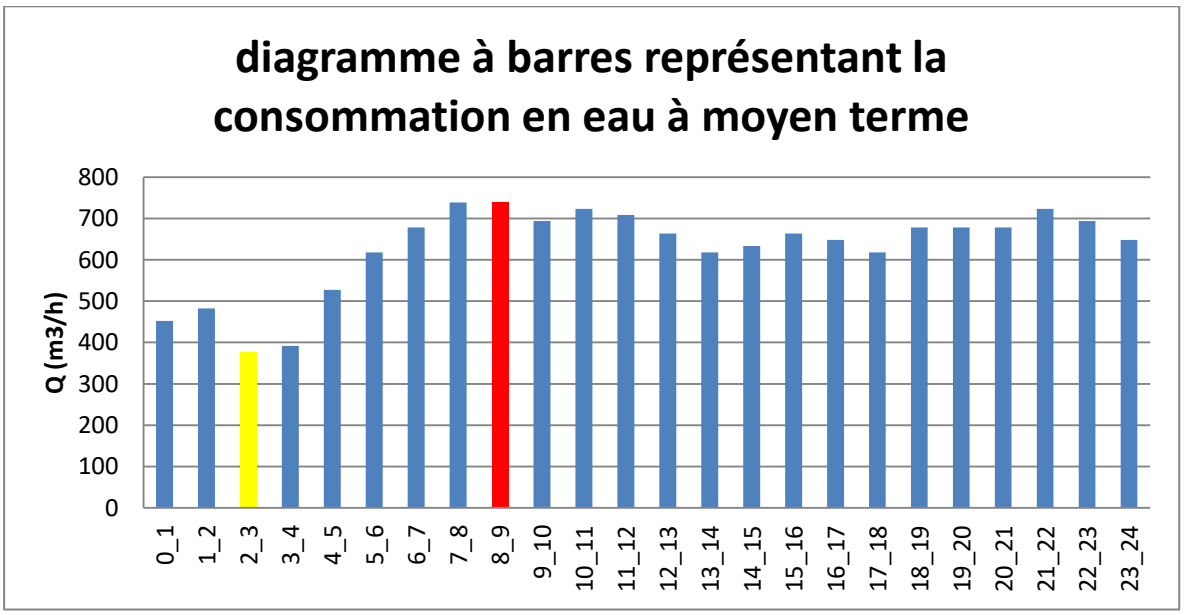


Figure II.4: Histogramme de consommation journalière pour le moyen terme

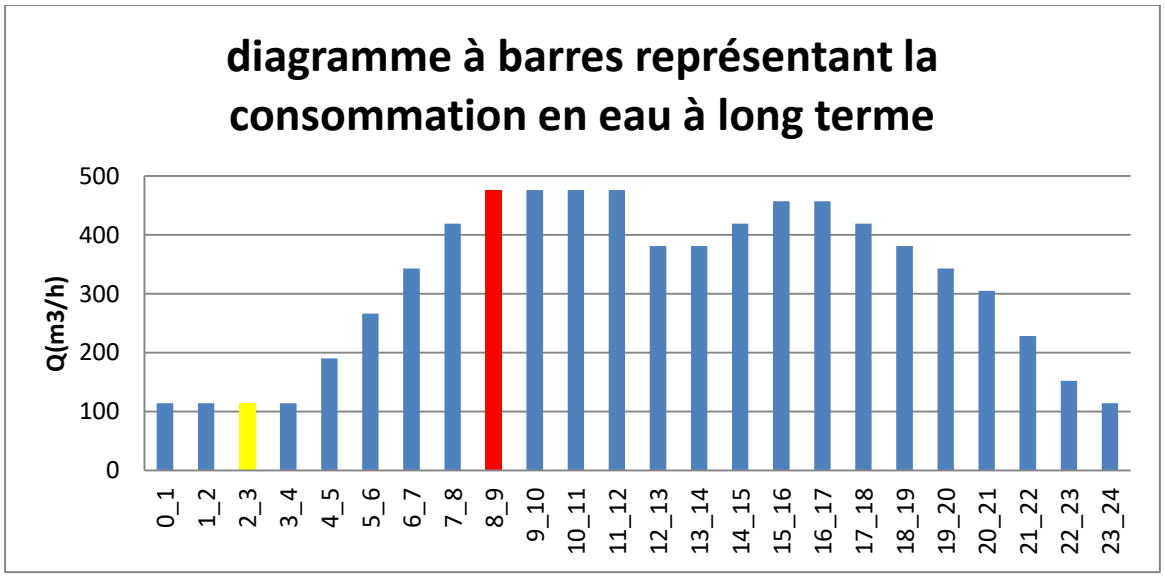


Figure II.5: Histogramme de consommation journalière pour le long terme

II-4.Bilan : Ressources – Besoins en eau

Après le calcul de la consommation quotidienne maximale. Par conséquent, une vérification s'avère essentielle si la demande en eau de notre agglomération va être satisfaite dans le temps. Nous allons déterminer la balance de ressources en eau par rapport les besoins.

Les ressources

Arrivé de barrage BENI HAROUNE 18000 m3/j c'est-dire 208.33 L/S.

- Arrivé de deux forages d'AIN TINNE 4320 m3/j équivalent 50 L/S vers deux réservoirs 2*750m3
- Arrivé des forages d'ARIS 6048 m3/j équivalent 70 L/S
- arrivé de la station de oued El-Athmania vers réservoir Sidi Khlifa 65 L/S.

La somme de ressource en eau égale 393.33 l/s

Les besoins à considérer

1. Chef-lieu de la ville de Mila est 8726.4 m3/j équivalent à 100 l/s.
2. sidi khlifa à long terme 2040 est 30 l/s

La somme des besoins donc est de 130 l/s

Tableau II-9: Bilan Ressources-Besoins (Zone d'étude)

Ressources (l/s)	**La somme des autres besoins (l/s)**	**Reste pour la zone d'étude (l/s)**	**Besoin Pour la zone Marechou (l/s)**	**Déficit (l/s)**
394	130	264	Court terme 109.46	00
			Moyen terme 109.46 +174.46 = 283.92	19
			Long terme 283.92 + 88.14= 372.1	108

- les ressource existantes actuellement vont satisfaire les pos à court terme (pos 09 ; logements AADL et Pos 15)
- Pour les pos de moyen terme, il y aura un déficit de 19l/s.

Pour remédier à ce problème de déficit, nous allons modifier les dotations domestiques attribuées à la population du centre Marechou et des zones d'extensions comme suit :

Centre Marechou : 80 l/j/hab

Court terme : 100 l/j/hab

Moyen terme : 120 l/j/hab

Long terme : 100 l/j/hab

Le tableau, suivant, montre les résultats du bilan avec les dotations de consommation modifiées :

Tableau II-10: Bilan Ressources-Besoins (Zone d'étude) en adoptant les dotations modifiées

Ressources (l/s)	La somme des besoins (l/s)	Reste pour la zone d'étude (l/s)	Besoin (l/s)	Déficit (l/s)
394	130	264	Court terme 72.5	00
			Moyen terme 72.5 +136.4= 207.9	00
			Long terme 207.9 + 58.3 = 265	1

- les ressource existantes actuellement peuvent satisfaire les pos à court et moyen terme (pos 09 ; logements AADL et Pos 15 ….etc)
- Pour les pos de long terme, le déficit est de 1 l/s.
- Les résultats de recalcule d'estimation des besoins en eau potable sont dans l'annexe.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'évaluer les débits qui nous sont utiles pour le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la zone Marechou à l'horizon 2053.

D'après la comparaison ressources / besoins, nous avons trouvé que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire nos besoins en eau potable, Ce qui nous oblige de diminuer la dotation tel que :

- ✓ Pour le court terme la dotation est 100l/j et le moyen terme 120l/j pour toutes les zones d'extension et 80l/j pour le village Marechou.
- ✓ Pour le long terme, la dotation va être aussi 100 l/j pour les raisons suivantes :
  - La capacité de la ressource disponible dans le futur est inférieure aux besoins en eau de la région.
  - Dans le cas de projection d'autre système de transferts d'eau de barrage pour le renforcement qui doit débiter un débit de 108 l/s, c'est une mauvaise décision pour refouler un aussi faible débit dans une longueur de 20 km.
  - La sécheresse vécue par le pays ces dernières années.
  - L'absence des données au niveau de la (DRE) séparant le présent jusqu'à 2053. donc il sera difficile de connaitre si la ressource est disponible et suffisante ou non
  - Le centre Marechou est de type rural alimentés par des puits traditionnels donc la dotation de 80l/j est suffisante.
  - Le nombre d'habitants dans le court terme est inférieur à celui du moyen terme donc la dotation sera inférieur à celle de futur
  - Pour les zones d'extensions de long terme l'habitation sera faible en comparant avec les zones d'extension au moyen terme.

Chapitre III : Etude du stockage

Introduction

Les réservoirs de stockage d'eau potable jouent un rôle vital dans la fourniture d'eau potable sûre et accessible, contribuant ainsi à la santé publique, à la croissance économique et au bien-être des communautés. Les réservoirs sont les points de connexion cruciaux entre les réseaux de distribution et d'adduction. Ces structures hydrauliques sont conçues pour accumuler les eaux et les distribuer de manière continue, tout en garantissant la régularisation des débits et des pressions au sein du réseau de distribution. Leur dimensionnement doit être rigoureusement planifié pour garantir un fonctionnement efficace et une capacité suffisante lors des périodes de demande maximale.

III-1. Définition

Un réservoir est un ouvrage construit dans le but de stockage de l'eau et la régulation des débits et des pressions permettant de relier entre deux régimes distincts au cours d'une même journée, à savoir le débit d'apport d'eau constant et le débit de consommation variable. Ainsi, une étude de dimensionnement approfondie est nécessaire pour garantir un fonctionnement optimal, en prenant en considération de la journée de pic de demande et de la réserve d'eau dédiée à l'extinction des incendies.

III-2. Rôles des réservoirs

Les réservoirs jouent un rôle fondamental dans l'approvisionnement en eau potable des agglomérations, remplissant plusieurs fonctions essentielles, notamment :

- **Emmagasinement** : Pendant les heures creuses de la journée (Qapport > Qdemandé), les réservoirs accumulent un volume d'eau, les remplissant. Lors des heures de forte consommation (Qdemandé > Qapport), cet excédent est utilisé pour compenser la différence entre les débits, vidant ainsi le réservoir.
- **Régulateur de pressions** : Les réservoirs assurent une pression suffisante et relativement stable dans tout le réseau, palliant les variations de pression lors du démarrage et de l'arrêt des pompes des stations de pompage.
- **Équilibrage** : En cas d'allongement du réseau (augmentation de sa longueur par rapport à la position du réseau principal), les points les plus éloignés peuvent connaître des pressions faibles. Dans ces situations, des réservoirs d'équilibrage sont installés pour augmenter la pression et les débits dans la partie éloignée du réseau, agissant comme des réservoirs complémentaires au réseau principal.
- **Brise-charge** : Les réservoirs brise-charge abaissent la pression dans une conduite d'adduction (point bas) jusqu'à la pression atmosphérique, prévenant ainsi les ruptures de canalisation en cas de surpression. Ils assurent une pression optimale le long de la conduite.
- **Relais ou réservoir tampon** : Souvent appelés réservoirs tampons, ils sont nécessaires dans les adductions mixtes (refoulement-gravitaire) pour éviter les dépressions et la cavitation. Ils garantissent également la continuité de la distribution en cas d'arrêt des pompes.
- **Réserve d'incendie**: Les réservoirs assurent une réserve d'eau exceptionnelle (au moins 120 m^3) pour répondre aux besoins en cas d'incendie.

En plus de ces fonctions principales, les réservoirs présentent d'autres avantages :

- Ils servent de réserve pour faire face à des situations imprévues telles que des ruptures, des pannes de pompes, des réparations, ou l'extension du réseau.
- Ils permettent de pomper de nuit lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Ils maintiennent la régularité des débits de pompage, car les pompes refoulent à un débit constant.

- Ils simplifient l'exploitation du réseau.
- Ils sollicitent régulièrement les points d'eau qui ne subissent pas de variations importantes de débit lors des pics de demande.
- Ils contribuent à maintenir des pressions stables dans l'ensemble du réseau.

III-3.Types de réservoirs

Les réservoirs peuvent être catégorisés en fonction de divers critères, notamment :

- Matériau de construction : Ils peuvent être construits en utilisant différents matériaux tels que la maçonnerie, le béton ordinaire ou précontraint, ainsi que l'acier inoxydable pour les réservoirs de petite capacité.
- **La position par rapport au terrain naturel**
  - sur sol.
  - enterrés.
  - semi-enterrés.
  - sur tour (château d'eau).
    - **Remarque : notre réservoirs corresponds le cas d'un enterrés**
- **Selon la forme de la cuve**

- Rectangulaires : Généralement, les réservoirs sont de forme rectangulaire ou polygonale (lorsque la structure doit s'adapter à la configuration du terrain ou aux exigences de la parcelle). Ces formes offrent une construction stable, une exécution robuste et une possibilité d'extension ultérieure sans difficultés majeures.
- Circulaires : Pour les réservoirs de grande taille, le béton précontraint est couramment utilisé. Dans la plupart des cas, le choix entre des réservoirs circulaires et rectangulaires ne se traduit pas par des économies substantielles. Toutefois, les réservoirs circulaires présentent l'avantage d'une meilleure stabilité des pentes d'excavation, d'un risque moindre de fissuration, et d'une utilisation plus efficiente des matériaux de construction.

- **De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir**
  - Les caractéristiques topographiques de la région à desservir.
  - Conditions hydrauliques de la distribution: volume du réservoir, pression à assurer,
  - Type de décideur: maître d'ouvrage, maître d'oeuvre ou exploitation.
  - Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont:
  - Les considérations économiques,
  - La garantie d'approvisionnement et la simplicité de l'exploitation,
  - La capacité d'ajustement au réseau,
  - L'intégration harmonieuse dans l'environnement du site.

III-4.Equipement des réservoirs

III-4.1.Equipements d'intervention

L'assurance de l'accessibilité aux cuves afin de faciliter la surveillance, l'entretien ou les opérations de réparation demeure essentielle. Dans la conception, nous incluons généralement une trappe d'accès pour le personnel, ainsi qu'une trappe spécialement dimensionnée pour permettre, si nécessaire, l'entrée de matériel et/ou de matériaux. Toutes les ouvertures, qu'il s'agisse de portes, de trappes ou d'échelles, permettant l'accès aux cuves et aux chambres de vannes, doivent être sécurisées pour prévenir les intrusions de personnes non autorisées au sein du service.

III-4.2.Equipements de nettoyage

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- Pompe d'alimentation en eau.

III-4.3.Equipements hydrauliques

Pour permettre leur exploitation les réservoirs sont munis de plusieurs conduites, organes et accessoires .Chacun d'eux est équipé entre autre de:

III-4.3.1.Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

III-4.3.1.1.Par sur verse

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

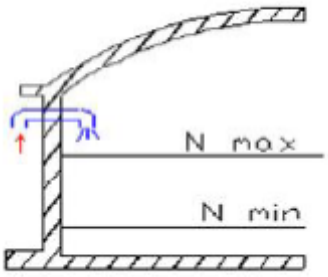


Figure III.1: Arrivée par sur verse

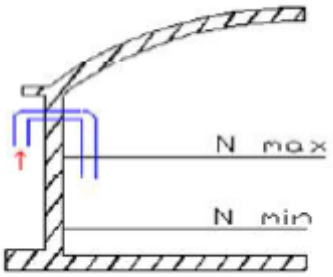


Figure III.2: Arrivée par sur verse (Chute libre) (Noyée)

III-4.3.1.2.Par-dessous

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier

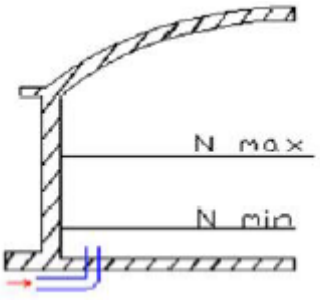


Figure III.3: Arrivée par dessous (Par le fond)

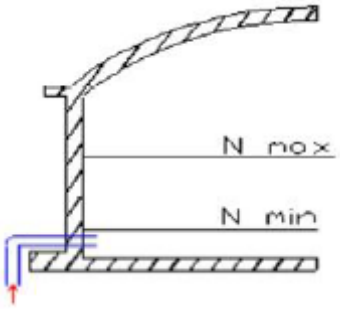


Figure III.4: Arrivée par-dessous (Par le bas)

- **Remarque : notre réservoir correspond le cas d'une conduite arrivé par surverse (chute libre)**

III-4.3.2.Conduite de départ ou de distribution

Le point de départ de la conduite de distribution est positionné à une hauteur de 0,15 à 0,2 mètres au-dessus du radier, dans le but d'éviter l'introduction de particules telles que des boues ou des sables dans le réseau de distribution, ce qui pourrait éventuellement affecter la qualité de l'eau dans la cuve. En cas de baisse maximale du niveau de l'eau, un espace minimum de 0,5 mètre au-dessus de la ligne supérieure de la conduite est réservé. L'extrémité de la conduite est équipée d'une grille ou d'une crépine courbée pour prévenir la formation de vortex. En cas de rupture de la conduite de distribution, en particulier dans le cas de grands réservoirs, il est essentiel de pouvoir l'isoler rapidement afin de limiter les pertes d'eau en cas de rupture. Une solution envisageable consiste à automatiser la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se ferme dès qu'une surpression est détectée dans la conduite.

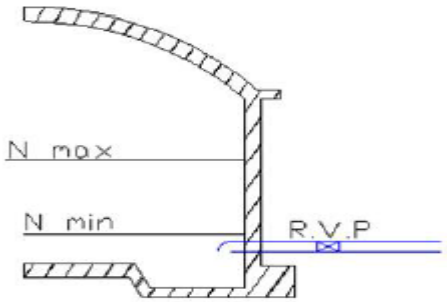


Figure III.5: Conduite de départ

III-4.3. 3. Conduite de trop-plein

Cette canalisation doit avoir la capacité de drainer l'intégralité du débit d'arrivée Q vers le réservoir. Aucune vanne n'est prévue le long de son itinéraire. Sa section transversale sera orientée dans un plan horizontal, positionné à une distance h en dessous du niveau maximal envisageable dans la cuve. La dérivation d'excédent s'écoulera vers un exutoire, mais il existe des préoccupations quant à la possibilité de contamination ou à l'entrée d'animaux ou de moustiques dans le réservoir par le biais de cet exutoire. Ainsi, un joint hydraulique sous forme de siphon est aménagé pour maintenir en permanence de l'eau dans cette portion de la conduite. Si le réservoir est compartimenté, chaque compartiment doit être équipé d'une canalisation de dérivation des excédents.

III-4.3. 4. Conduite de vidange

La conduite de vidange, positionnée au point le plus bas du réservoir, assure une évacuation totale vers le réseau d'égout, ce qui permet de faciliter les opérations d'inspection, de nettoyage et, si nécessaire, de réparation du réservoir. Cette conduite prend son origine au point le plus bas de la cuve et se connecte à la canalisation de trop-plein. Elle est munie d'une vanne qui nécessite un nettoyage systématique après chaque vidange pour éviter l'accumulation de sable, ce qui pourrait entraver sa manœuvrabilité.

Par ailleurs, pour préserver l'intégrité du réservoir en empêchant toute contamination potentielle, il est essentiel d'installer des clapets anti-retour sur les conduites de trop-plein et de vidange.

Dans le but de surveiller adéquatement l'état du réservoir, il est envisageable de mettre en place des capteurs de niveau à l'intérieur du réservoir, afin de signaler des niveaux critiques tels que le niveau de débordement et le niveau bas, en particulier pour la protection des pompes.

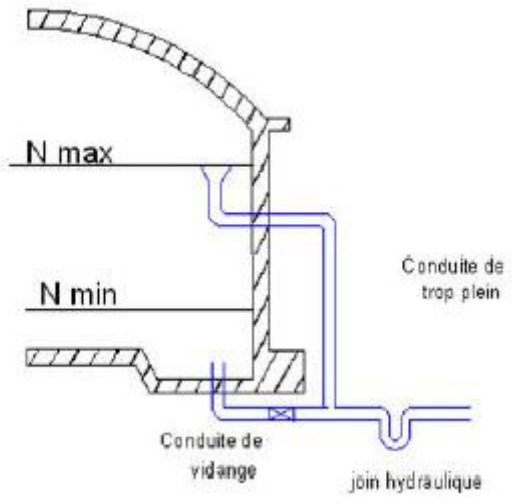


Figure III.6: Conduite de vidange et de trop plein

III-4.3. 5. Conduite by-pass

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

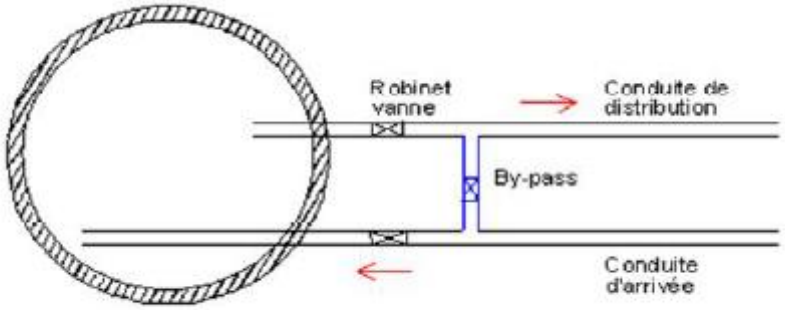


Figure III.7: Conduite by-pass

III-4.4.Matérialisation de la réserve d'incendie

Lorsque la surveillance du niveau d'eau dans le réservoir ne peut être assurée en permanence par du personnel, comme c'est le cas dans les installations automatisées, il est crucial de mettre en place des mesures préventives pour éviter que, lors d'une demande d'eau importante, la réserve d'incendie ne soit involontairement utilisée pour l'approvisionnement en eau potable. Deux principaux systèmes sont distingués à cet effet : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises, une zone d'eau stagnante est présente et ne se renouvelle pas, contrairement au système à siphon qui est auto-amorçant grâce à une ouverture exposée à l'air libre. Ainsi, en cas de situation d'urgence, la réserve d'incendie demeure intacte et n'est pas utilisée pour les besoins en eau courante.

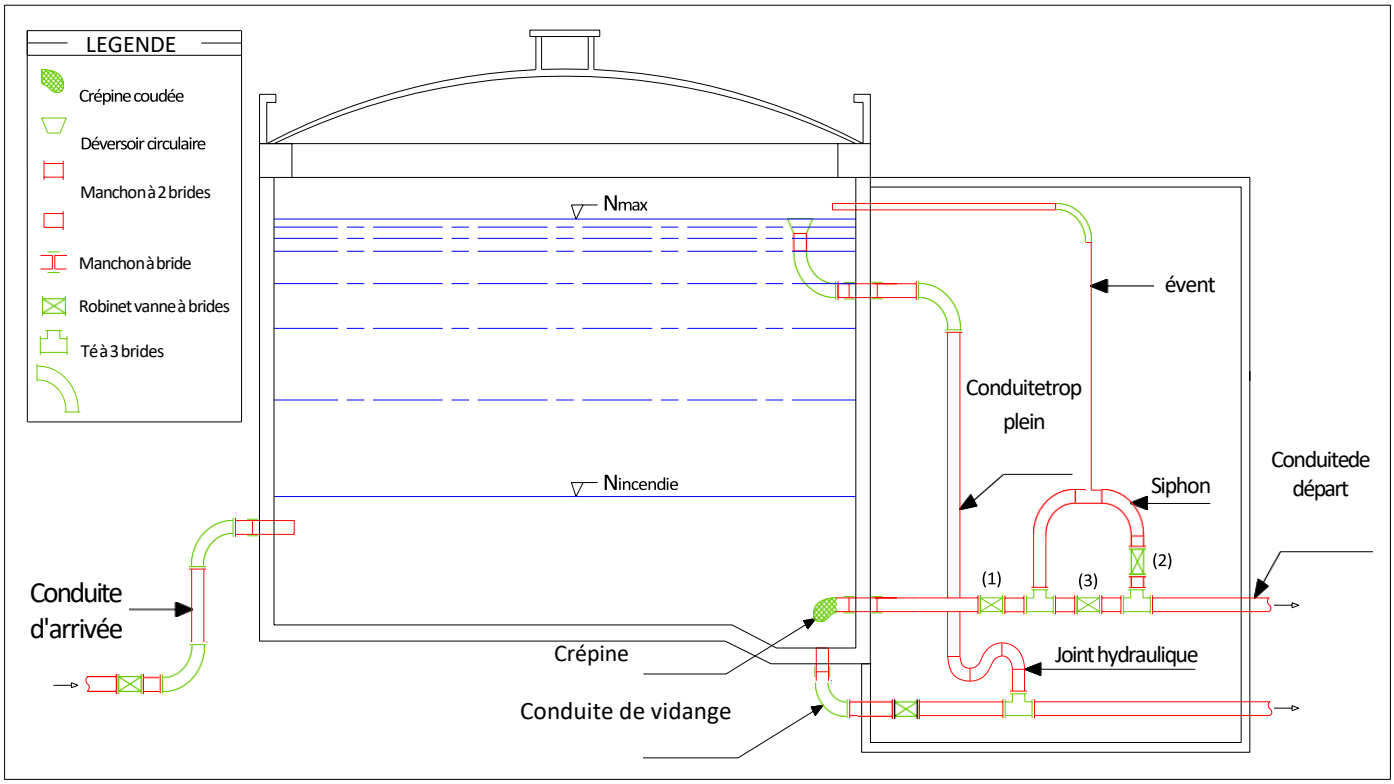


Figure III.8: Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

III-4.5. Système automatisé

Un système automatisé sera placé et aura pour rôle de se d'éclanche au moment où le niveau d'eau atteint la limite voulue.

III-5.Analyse de la capacité de stockage

Apres avoir calculé les déficits en eau pour notre agglomération, nous avons à dimensionner le réservoir qui prendre en charge la sécurité d'approvisionnement.

III-5.1.Principe de calcul

Pour estimes la capacité d'un réservoir, on a recourt à

- la méthode graphique
- soit à la méthode analytique.

On utilise la méthode analytique, basée à la fois sur le régime de consommation le long de la journée et du temps de fonctionnement de la pompe. Elle consiste à déterminer pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir afin de déterminer son volume qui sera :

On fixe avec les critères la durée du fonctionnement de la pompe (on la fixe à 20/24 heure) et au bout de ce temps 20 heure pendant une journée il faut que la pompe refoule 100% le débit maximum journalier.

$$Vr = \frac{a(\%) \times Q_{max\,j}}{100} [m3] \qquad \textbf{(III-1)}$$

Avec : **Vr :** capacité résiduelle (m3).
a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
Q maxj : la consommation maximale journalière (m3/j).

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

$VT = Vr + Vinc$ [m3] **(III-2)**

Avec : **VT** : capacité totale du réservoir (m3).
Vr : capacité résiduelle (m3).
Vinc : volume d'incendie estimé à 120 m3.

III-5.2.Détermination de la capacité du stockage pour le court terme et long terme

Tableau III-1: Répartition de l'apport et de la consommation horaire (court et long termes)

Heures (h)	Apport (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
00 - 01	0	1.5		1.5	7
01 - 02	0	1.5		1.5	5.5
02 - 03	0	1.5		1.5	4
03 – 04	0	1.5		1.5	2.5
04 – 05	5	2.5	2.5		1
05 – 06	5	3.5	1.5		3.5
06 – 07	5	4.5	0.5		5
07 – 08	5	5.5		0.5	5.5
08 – 09	5	6.25		1.25	5
09 – 10	5	6.25		1.25	3.75
10 – 11	5	6.25		1.25	2.5
11 – 12	5	6.25		1.25	1.25
12 – 13	5	05	0		0
13 – 14	5	05	0		0
14 – 15	5	5.5		0.5	0
15 – 16	5	06		1	-0.5
16 – 17	5	06		1	-1.5
17 – 18	5	5.5		0.5	-2.5
18 – 19	5	05	0		-3

19 – 20	5	4.5	0.5		-3
20 – 21	5	04	1		-2.5
21 – 22	5	03	2		-1.5
22 – 23	5	02	3		0.5
23 - 24	5	1.5	3.5		3.5
Totale	**100**	**100**			

Alors le maximum des restes dans le réservoir a(%) = |7| + |-3| = 10%

III-5.3.Détermination de la capacité du stockage pour le moyen terme

Tableau III-2: Répartition de l'apport et de la consommation horaire (moyen terme)

Heures (h)	Apport (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
00 - 01	0	03		3	0
01 - 02	0	3.2		3.2	-3.2
02 - 03	0	2.5		2.5	-5.7
03 – 04	0	2.6		2.6	-8.3
04 – 05	5	3.5	1.5		-6.8
05 – 06	5	4.1	0.9		-5.9
06 – 07	5	4.5	0.5		-5.4
07 – 08	5	4.9	0.1		-5.3
08 – 09	5	4.9	0.1		-5.2
09 – 10	5	4.6	0.4		-4.8
10 – 11	5	4.8	0.2		-4.6
11 – 12	5	4.7	0.3		-4.3
12 – 13	5	4.4	0.6		-3.7
13 – 14	5	4.1	0.9		-2.8
14 – 15	5	4.2	0.8		-2
15 – 16	5	4.4	0.6		-1.4
16 – 17	5	4.3	0.7		-0.7
17 – 18	5	4.1	0.9		0.2
18 – 19	5	4.5	0.5		0.7
19 – 20	5	4.5	0.5		1.2
20 – 21	5	4.5	0.5		1.7
21 – 22	5	4.8	0.2		1.9
22 – 23	5	4.6	0.4		2.3
23 - 24	5	4.3	0.7		3
Totale	100	100			

Alors le maximum des restes dans le réservoir a(%) = |3| + |-8.3| = 11.3%

Le tableau suivant nous permet de mettre une comparaison entre les besoins en eau potable de la ville Marechou et disponibles pour les différents horizons.

Tableau III-3: Bilan de la capacité de stockage

Horizons	court terme	moyen terme	long terme
a(%)	10	11.3	10
Qmaxj (m3/j)	6262.7	11780.8	5037.8
Capacité résiduelle (m3)	626.27	1331.14	503.78
Reserve d'incendie (m3)	120	120	120
Capacité totale nécessaire (m3)	746.27	1451.14	623.78
Capacité totale normalisée (m3)	1000	2000	1000

III-6.Forme des réservoirs

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont inférieurs à 10000 m3.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m. Dans nos calculs, nous optons pour une hauteur de 5m.

III-6.1.Le diamètre D de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (m) \qquad \textbf{(III-3)}$$

Vn : capacité normalisée du réservoir (m3)

S : section du réservoir (m2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur d'eau (m), on prend 5m.

D'après la formule III.1 on aura **:**

Paramètre	Court terme	Moyen terme+ long terme
Capacité totale normalisée (m3)	1000	3000
Diamètre de la cuve (m)	15.95	38.51
Section de réservoir (m2)	200	600
La hauteur de la réserve d'incendie (m)	0.6	0.2

Conclusion

Pour notre étude nous avons projeté des réservoirs enterrés comme suite :

Pour le court terme (pos 09, logements AADL, pos 15) un réservoir enterré 1000 m^3 dans la crête 870m au voisinage de réservoir 500 m3 existant

un réservoir enterré 3000 = 2000+1000 m3 qui va réponds au besoins de moyen et long terme , dans la crête 1100 m^3 pour alimenter les zone d'extension de haute altitude comme (C , D , E , A1) et assurer la pression pour les autres zones comme : (centre Marechou , HD1, HD2 , IP …) .

Il est nécessaire de protéger la réserve d'incendie (120 m 3) dans les réservoirs par un système de siphonage à la sortie des réservoirs pour l'utiliser dans les cas extrêmes.

Chapitre IV : Etude de l’adduction

Introduction

L'adduction est définie comme le transport des eaux de la zone de captage aux zones d'utilisation. Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est par refoulement et gravitaire ; c'est à- dire qu'à partir d'un réservoir où se fait le collecte de débits, on refoule l'eau vers les réservoirs projetés de capacité 1000m3 et 3000 m3 pour la distribution vers la zone de Marechou.
Mais pour faire le dimensionnement de ces conduites d'adduction, nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

IV-1. Recommandation sur les adductions

Pour les adductions objet de notre étude, nous recommandons de redimensionner les conduites de telle manière à véhiculer le débit appelé pour l'horizon d'étude 2053.
Pour cela on se base sur :

- L'âge des conduites de refoulement qui dépasse les 30 ans.
- Les cassures (fuites) et leurs causes.
- L'état de revêtement intérieur et extérieur de ces conduites.
- Le type de matériaux des conduites d'adductions.

IV-2. Types d'adduction

L'adduction désigne le transport de l'eau du point de captage vers le point d'utilisation. Dans la pratique, ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre. Les longueurs des conduites d'adduction peuvent être vraiment considérables.

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

1- Adduction gravitaire
2- Adduction par refoulement
3- Adduction mixte

IV-2.1.Adduction gravitaire

La source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement peut être en charge, ou à surface libre (canaux à ciel ouvert ou aqueducs fermés).

IV-2.2.Adduction par refoulement

La cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'installation d'un système de pompage est donc nécessaire (écoulement en charge).

IV-2.3.Adduction mixte

Rencontrée 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 gravitaire ment) vers le réservoir de l'agglomération.

IV-3. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction : On peut avoir deux types d'écoulement :

IV-3.1. Ecoulement à surface libre : C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts .ce type d'écoulement est fonction de la pente. La forme de canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale.

IV-3.2.Ecoulement en charge

L'eau remplit totalement les conduites et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépond des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

IV-4.Choix du tracé

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

- Rechercher le tracé le plus court et la plus direct, de façon à avoir de longues alignements raccordés pour des courbés très ouvertes.
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement ;
- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des matériaux
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.
- Des ventouses doivent être prévues au point haut pour évacuer l'air qui s'y accumule, dans un souci économique et technique, on doit donc éviter le plus possible les contres pentes, et des vidanges aux points bas pour le vidange en cas de panne.
- Eviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de la phase de surpression.
- L'examen des conditions dans lesquelles être établi cette canalisation, aussi bien au point de vue technico-économique.

IV-4.1.Profil en long

- Profil en long aussi régulier que possible, qui ne suive pas forcément le niveau de sol. Pour limiter les points, des sur profondeur et des sous profondeur par rapport à la profondeur normale.
- maintenir une pente de pose supérieure à 0,2%.
- Etudier le profil pour que l'air soit évacué facilement et que la conduite reste toujours plaine (profil piézométrique au-dessus de ligne de conduit).
- éviter les profiles horizontale qui substituera un profil comportant des montées lente (0,2à0, 3%), 300m et des descentes rapides (0,4à0, 6%) ,150m.

Le figure suivant représentée les points haut et les points bas d'une conduite :

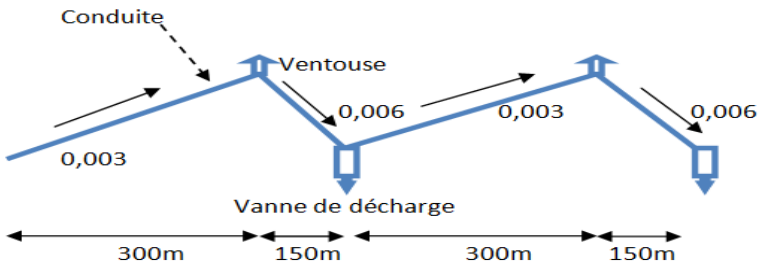


Figure IV.1:L'emplacement préférable des accessoires

IV-4.2.La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau des hauteurs de pression des points d'écoulement dans la conduite.

IV-4.3.l'air dans les tuyauteries

Au remplissage ou à la mise en service d'une conduite, il est nécessaire de respecter les conditions suivantes:

- Éviter tout mode de fonctionnement simultané, qu'il s'agisse de flux en surface libre ou sous pression.
- Identifier précisément les points culminants de la conduite.
- Installer un dispositif de dégazage approprié, tel qu'une ventouse ou une brise-charge.
- Accentuer la mise en évidence des points culminants, particulièrement lorsque la pente de la conduite est extrêmement régulière.

Il est vivement conseillé d'éviter les tracés présentant des variations floues où les points culminants et les points les plus bas ne sont pas clairement définis, car cela rendrait impossible un positionnement optimal des dispositifs de dégazage.D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse. Pour le choix de dégazage il est indispensable de tenir compte de effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- la vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée annuellement.
- la ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative.
- La brise charge casse la pression positive.

IV-5.Types de matériaux de canalisation

IV-5.1.Fonte

En tant que matériau de haute qualité, est en mesure de résister à des pressions élevées, elle est résistante à la corrosion, et son installation ne présente pas de contraintes majeures. Toutefois, son utilisation nécessite de nombreuses pièces spéciales, ce qui peut entraîner un coût élevé, bien que justifié par sa durabilité exceptionnelle.

IV-5.2.Acier

Il peut supporter des pressions élevées, mais il est très sensible à la corrosion, en particulier dans des sols agressifs. Par conséquent, une protection cathodique est essentielle. Pour une conduite principale approvisionnant une ville, l'utilisation de l'acier n'est pas recommandée, car elle pourrait perturber l'approvisionnement en cas de fuite.

IV-5.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)

(Polyester Renforcé de Fibre de Verre), il s'agit d'une technique relativement ancienne, principalement utilisée en industrie pour des conduites de petit diamètre non enterrées, transportant des fluides corrosifs. Bien qu'il ait été employé pour l'assainissement, il reste moins couramment utilisé pour l'adduction en raison de contraintes liées à la pression au niveau des éléments de jonction. Bien que les tuyaux puissent résister à des pressions allant jusqu'à 32 bars, les coudes et les manchons sont moins performants, et les méthodes de verrouillage sont coûteuses. Les avantages de ce matériau résident dans sa légèreté et sa résistance aux produits chimiques. Cependant, il présente une rigidité insuffisante pour absorber les contraintes dues au remblai. Il est important de noter que la pose et le remblayage jouent un rôle crucial dans la durabilité de l'ouvrage, et un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un

compactage inadéquat peut avoir des conséquences négatives à moyen terme. Bien que les constructeurs proposent depuis de nombreuses années des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, elles demeurent peu utilisées en Europe dans ce type d'application.

IV-5.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) : Les tuyaux en matière plastique se distinguent par leur légèreté, les plaçant en tête de tous les types de tuyaux. Ils s'avèrent aisément coupables, installables et assemblables, sous réserve de prendre certaines précautions. En outre, ils présentent d'excellentes caractéristiques hydrauliques et restent à l'abri de la corrosion. Cependant, leur résistance mécanique présente des limites plus contraignantes que les autres matériaux, se traduisant par la fragilité du PVC et la sensibilité à l'écrasement du PEHD. En particulier, le PVC, affichant une densité de 1.4, se distingue par sa légèreté exceptionnelle par rapport aux autres matériaux.

IV-6.Choix des matériaux de canalisation

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre
- Pressions supportées
- Les conditions d'installation
- Les revêtements
- La disponibilité
- Du prix unitaire
- Du type de sol
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important

Dans le présent projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD, en raison des avantages qu'il présent

- Très économiques
- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible)
- Résistance à des grandes pressions (supérieur à 20 bars)
- Réduction des pièces spéciales
- Adaptation aux terrains accidentés parce que le terrain est accidenté (rocheux).
- Une très faible rugosité (conduite lisse, notamment le PEHD)
- L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des Thermo plastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque Chauffante (pour les conduites en PEHD).
- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie 50 ans à20°C.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).

IV-7.Schéma hydraulique : Notre adduction se fait dans les buts suivants :

- Relier la première station de pompage au réservoir de stockage R1 de volume (1000m³).
- Relier la deuxième station de pompage au réservoir de stockage R2 de volume (3000m³).
- Relier le réservoir de Sidi Khlifa 2*2000 vers réservoir 3000 m3 Marechou gravitairement.

IV-7.1.Proposition des variantes du tracé

L'adduction reliant la première station de pompage au réservoir de stockage R1 de volume (1000m³), est montrée par la figure suivante :

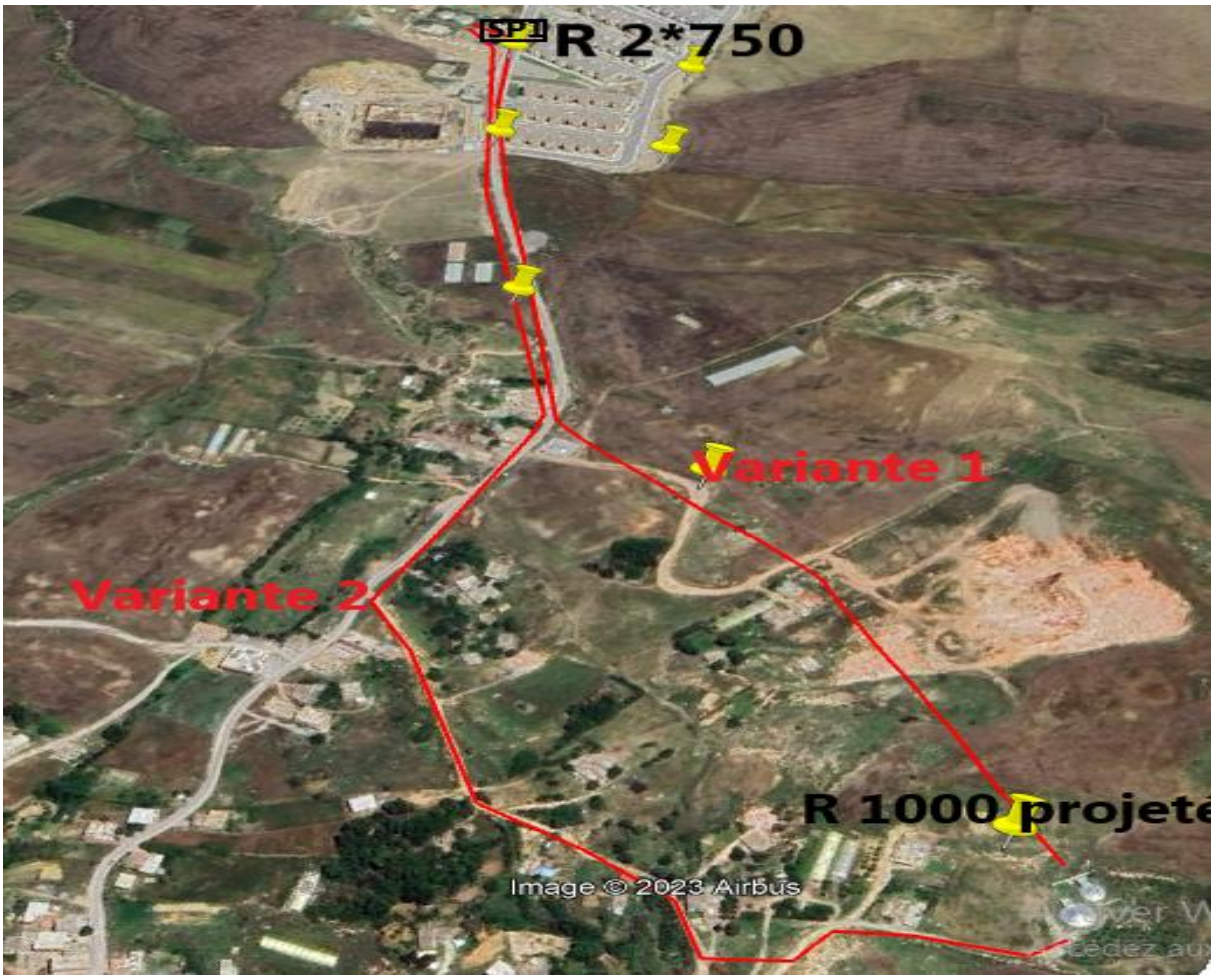


Figure IV.2: Adduction de la première station de pompage vers réservoir de stockage R1

Tableau IV-1: Variantes proposées entre SP1 et R1000

	Variante: N01	**Variante: N02**
Langueur(ml)	1250	1500
Passage(accès)	N'existe pas	Il existe (route)
La nature de terrain	Un peu rocheux	Ordinaire
Économiquement	Moins cher	plus cher en suivant l'accotement des routes

- nous avons opté pour la première variante

L'adduction reliant la deuxième station de pompage au réservoir de stockage R2 de volume (3000m³) est illustrée par la figure ci-après:



Figure IV.3: Adductionde la deuxième station de pompage vers réservoir de stockage R2

Tableau IV-2: Variantes proposées entre SP2 et R3000

	Variante: N01	**Variante: N02**
Langueur(ml)	2100	2450
Passage(accès)	N'existe pas	Il existe (route)
La nature de terrain	rocheux (terrain accidenté de forte pente)	Ordinaire
Économiquement	Moins cher	Facile à réaliser et plus cher en suivant l'accotement des routes

- nous avons opté pour la deuxième variante

L'adduction reliant le réservoir de Sidi Khlifa 2*2000 vers réservoir 3000 m3 Marechou, gravitairement, est présentée par la figure suivante :



Figure IV.4: Adduction du réservoir de Sidi Khlifa 2*2000 vers le réservoir 3000 m3

Tableau IV-3: Variantes proposées entre Rsk et R3000

	Variante: N01	**Variante: N02**
Langueur(ml)	2220	5450
Passage(accès)	Ni existe pas	Il existe (route)
La nature de terrain	Un peu rocheux	Ordinaire et rocheux
Économiquement	Moins cher	plus cher

- nous avons opté pour la première variante, elle est plus économique ; reste de créer la piste pour le tracé.

IV-8.Etude technico-économique de l'adduction

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celles d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

IV-8.1.Choix de la gamme des diamètres

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Le choix d'une gamme est fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.
A partir de cette gamme des diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

IV-8.2.Dimensionnement de l'adduction

IV-8.2.1.Méthode de calcul

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes

IV-8.2.1.1.Formule de BRESSE

$D = 1.5\sqrt{Q}$ **(IV-1)**

Q: Débit refoulé en m3/s.

D : diamètre de la conduite en m

IV-8.2.1.2.Formule de BONNIN

$D = \sqrt{Q}$ **(IV-2)**

Q: Débit refoulé en m3/s.

$V = \frac{Q}{S}$ (m/s) **(IV-3)**

V : Vitesse d'écoulement.
S : Section de la conduite.

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite <1 Km) donc on utilise la formule de BONIN.

IV-8.2.1.3.Calcul des pertes de charge

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires;
- Les pertes de charge singulières.

IV-8.2.1.3.1.Pertes de charges linéaires

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

Diamètre D de la conduite en (m);

Débit Q en (m3/s);

La rugosité absolue ϵ exprimée en mm;

La longueur du tronçon L en (m).

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH suivante :

$$\Delta h_l = I * L = \frac{\lambda L V2}{D\ 2\ g} \qquad \textbf{(IV-4)}$$

$$\Delta h_l = \frac{\lambda L}{2\ g\ D}\left(\frac{Q}{S}\right)^2 = 8\frac{\lambda L Q2}{\pi 2\ g\ D5} \qquad \textbf{(IV-5)}$$

Δh_l = Pertes de charge linéaires en m

V = vitesse moyenne d'écoulement en m/s

Q = Débit en m^3/s

L = Longueur de la conduite en m

D = Diamètre de la conduite de refoulement en mètre

g = accélération de pesanteur

λ = Coefficient de frottement

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

Si $2000 < Re < 10^5$ → Régime turbulent lisse →Formule de Blasus $\lambda = \frac{0.316}{Re^{0.25}}$ **(IV-6)**

Si $Re > 10^5$ → Régime turbulent rugueux → Formule de Nikuradse $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln\left(\frac{\epsilon}{D}\right))^{-2}$ **(IV-7)**

Formule de Colbrook $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}}\right)$ **(IV-8)**

Re: nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$Re = \frac{V D}{v} \qquad \textbf{(IV-9)}$$

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

$$v = \frac{0{,}0178}{(1+0{,}0337*t\ 0{,}000221*t^2)} \qquad \textbf{(IV-10)}$$

t: température de l'eau en degré;
À t= 20°c : v =10^{-6} m2/s
La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.
ϵ = K0 +α T **(IV-11)**

D'où :

K0: rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,001.
α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de « PETER-LAMONT»
α = 0,04 mm/an
T: temps de service, T=30 ans.
Alors, ϵ = 0,001 + 0,04 * 30 = 1,2 mm.

IV-8.2.1.3.2.Pertes de charge singulière

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 7 % des pertes de charge linéaires

$$\Delta h_s = 0.07\ \Delta h_l$$

Les pertes de charge totales (ΔHt) à considérer, représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, alors:

$$\Delta h_t = 1.07\ \Delta h_l \qquad \textbf{(IV-12)}$$

IV-8.2.1.4.Calcul de la hauteur manométrique totale

$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta h_r = Hg + \Delta h_t$ **(IV-13)**

Hg: la hauteur géométrique (m) ;

ΔHa: pertes de charge à l'aspiration (m) ;

ΔHr: pertes de charge au refoulement (m).

IV-8.2.1.5.Puissance absorbée par la pompe (w)

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

$$P = \frac{\rho g Q HMT}{\eta acc\ \eta p\ \eta m\ \eta r} \quad \textbf{(IV-13)}$$

ηp: rendement de la pompe en (%) (n=80%) = 0.8

ηacc : rendement de l'accouplement = 1

ηm : rendement de moteur = 0.74

ηr : rendement de réseau électrique = 0.98

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

g: Accélération de pesanteur (9.81 m/s2)

ρ : masse volumique de l'eau (1000 kg/m^3)

IV-8.2.1.6.Energie consommée par la pompe

E (kwh/an)= P * t * 365 [Kwh] **(IV-14)**

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =20h

P: puissance de la pompe en (kW)

IV-8.2.1.7.Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par :

Fex = E * e [DA] **(IV-15)**

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

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ. (e=4,17DA)

IV-8.2.1.8.Frais d'investissement

Ce sont les frais investi dans l'ouvrage (adduction) en tenant compte des frais dus à l'amortissement.

IV-8.2.1.8.1.Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés par :

$Fam = Pttc * A * L_r$ [DA] **(IV-16)**

$Finv = F_{am} + L_r * P_{ttc}$. **(IV-17)**

Pttc: prix de la conduite en (DA) .

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad \textbf{(IV-18)}$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

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

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30} - 1} + 0.08 = 0.089$$

IV-8.3.Calcul hydraulique

IV-8.3.1.SP1 – R1000 :

IV-8.3.1.1.Le débit d'exploitation

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP1) est calculé par la formule suivante :

$$Qexp = Qforcé = Qe + \frac{W1+W2}{\sum Ti} \qquad \textbf{(IV-19)}$$

Qe = Q équipement = $\alpha \frac{\sum Qi*Ti}{\sum Ti}$ (m3/h)

Tel que : α = nombre de majoration [1.04 – 108]

Qi = $\frac{Qppe* ch}{100}$ (m3/h)

W1 = volume max de la journée = Qmax h (m3/h)

W2 = volume d'incendie

$\sum Qi * Ti = Qppe = Qmaxj - 3024 = 20057.3$ m3/j

3024 m3/j = 35 l/s qui vient de réservoir sidi khlifa à côté de R3000 et pas de la SP.

D'où le tableau de Répartition des débits horaires, On a :

W1 = Q maxh = 1042.98 m3/h

W2 = 240 m3 = 37 l/s (pour 02 réservoirs) pour une durée d'incendie supposée 2h.

Donc Qe = $1.04 \frac{20057.3}{24} = 869.1497 \frac{m3}{h}$

Qf = $869.15 + \frac{1042.98 + 120}{24} = 917.6 \frac{m3}{h} = 255 \frac{l}{s}$.

IV-8.3.1.2.Hauteur géométrique

$$Hg = C_{tp-R1000} - C_{SP1} = 870 - 708 = 162 \text{ m.}$$

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

Tableau IV-4: Calcul de la HMT du tronçon SP1 – R1000

Diamètre ext .normalisé (mm)	Diamètre int . normalisé (mm)	L (m)	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	Re	λ	ΔHlin (m)	ΔHtot (m)	Hg (m)	HMT (m)
450	383.8	1250	256	2.21	846380	0.0268	21.693	23.211	162	185.21
500	426.4	1250	256	1.79	76182	0.0260	12.444	13.315	162	175.31
560	477.6	1250	256	1.42	680152	0.0252	6.8415	7.3205	162	169.32
630	537.4	1250	256	1.12	604467	0.0244	3.6735	3.9307	162	165.93
710	605.6	1250	256	0.9	536394	0.0237	1.9579	2.0949	162	164.09
800	682.4	1250	256	0.73	476026	0.0229	1.0444	1.1175	162	163.11
900	767.8	1250	256	0.55	423079	0.0223	0.5618	0.6011	162	162.60

Tableau IV-5: Calcul des frais d'investissement

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	A	Famort (DA)	Finv (DA)
450	10002.01	1250	0.089	1112724	13615236.5
500	12616.15	1250	0.089	1403547	17173734.5
560	16250.32	1250	0.089	1807848	22120748
630	19980.32	1250	0.089	2222811	27198211
710	24065.35	1250	0.089	2677270	32758957.5
800	28024.36	1250	0.089	3117710	38148160
900	33215.82	1250	0.089	3695260	45215035

Tableau IV-6: Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	**P (K Watt)**	**E (KWh)**	**Fexploi (DA)**
450	801.7328	5852650	24347023
500	758.894	5539926	23046093
560	732.9439	5350491	22258041
630	718.2705	5243374	21812437
710	710.3239	5185365	21571116
800	706.0931	5154480	21442635
900	703.8576	5138160	21374747

Tableau IV-7: Bilan (frais d'exploitation et d'investissement)

Diamètre (mm)	F inv (DA)	**Fexploi (DA)**	**BILAN**
450	13615236.5	24347023	37962260
500	17173734.5	23046093	40219828
560	22120748	22258041	44378789
630	27198211	21812437	49010648
710	32758957.5	21571116	54330074
800	38148160	21442635	59590795
900	45215035	21374747	66589782

IV-8.3.1.3.Calcul des pressions le long de SP1-R1000

- **Gradient hydraulique**

$$\Delta h_t = I * L = 1{,}07 \left[8 \frac{\lambda L Q2}{\pi^2 g D^5} \right] \qquad \textbf{(IV-20)}$$

$$I = \frac{\Delta h\, t}{L}$$

$$I = \frac{\Delta Ht}{L\, eq} = \frac{23.21}{1375} = 0.01688\ m/m \ .$$

- **Calcul de la cote piézométrique et de la pression**

Les résultats de calcul des pressions, à travers l'adduction reliant SP1 au réservoir de 1000 m 3, sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-8: Calcul des pressions le long de SP1-R1000

Point	CTN	Lg =Distance prp R sk	Leq	ΔH	Cp	Mce	Pression (Bar)
sortie de SP1	708	0	0	0	893.21	185.21	18.5
2	728	250	275	4.642	888.568	160.568	16
3	748	500	550	9.284	883.926	135.926	13.5
4	775	750	825	13.926	879.284	104.284	10.4
5	820	1000	1100	18.568	874.642	54.642	5.4
Entrée R1000	865	1250	1375	23.21	870	5	0.5

En conclusion ; selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique qui relie la SP1 avec R1000 est de 450 mm (PN20), avec une vitesse de 2.2 m/s sur une longueur de 1250 m.

IV-8.3.2.SP2 – R3000

IV-8.3.2.1. Le débit d'exploitation

Le débit d'exploitation de station de pompage (SP2) est calculé par la formule ci-avant.

W1 = volume max de la journée = Qmax h (m3/h)

W2 = volume d'incendie

$$\sum Qi * Ti = Qppe = Qmaxj = 13794.6\ m3/j$$

D'où le tableau de Répartition des débits horaires, On a :

W1 = Qmaxh = 675.9354 m3/h

W2 = 120 m3 = 17 l/s (pour le réservoir de 3000 m3) pour une durée d'incendie supposée 2h.

Donc Qe = $1.04 \frac{13794.6}{24} = 597.766 \frac{\text{m3}}{\text{h}}$

Qf = $597.766 + \frac{675.9354 + 120}{24} = 630.93 \frac{\text{m3}}{\text{h}} = 175.3 \frac{\text{l}}{\text{s}}$.

IV-8.3.2.2. Hauteur géométrique

$$Hg = C_{tp-R3000} - C_{SP2} = 1110 - 834 = 276 \text{ m.}$$

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

Tableau IV-9: Calcul de la HMT du tronçon SP2 – R3000

Diamètre (mm)	L (m)	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	Re	λ	ΔHlin (m)	ΔHtot (m)	Hg (m)	HMT (m)
250	2450	175.3	3.57	893248	0.0304	194.10	207.68	276	483.68
300	2450	175.3	2.48	744373	0.0288	73.906	79.079	276	355.07
350	2450	175.3	1.82	638034	0.0275	22.43	24.01	276	300.01
400	2450	175.3	1.39	558280	0.0265	16.152	17.283	276	293.28
450	2450	175.3	1.10	496249	0.0257	8.6747	9.2819	276	285.28
500	2450	175.3	0.89	446624	0.0249	4.9766	5.3250	276	281.32
600	2450	175.3	0.62	372186	0.0237	1.9044	2.0377	276	278.03

Tableau IV-10: Calcul des frais d'investissement

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	A	Famort (DA)	Finv (DA)
250	11542.36	2450	0.089	2516811.598	30795593.6
300	12336.05	2450	0.089	2689875.703	32913198.2
350	13521.23	2450	0.089	2948304.202	36075317.7
400	14910.06	2450	0.089	3251138.583	39780785.6
450	15982.11	2450	0.089	3484899.086	42641068.6
500	17885.15	2450	0.089	3899856.958	47718474.5
600	22831.78	2450	0.089	4978469.629	60916330.6

Calcul des frais d'exploitation

De la même manière que pour le tronçon précèdent, nous calculons les frais d'exploitation pour le tronçon SP2-R3000, avec :

Q f = 175 .3 l/s , Hg = 276 m et η = 75.4 %. (Calculé dans le chapitre V)

Tableau IV-11: Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	Fexploi (DA)
250	1521.207	11104814	46196027
300	1116.729	8152123	33912833
350	943.5339	6887798	28653238
400	922.3781	6733360	28010777
450	897.2141	6549663	27246598
500	884.7696	6458818	26868684
600	874.4311	6383347	26554724

Tableau IV-12: Bilan (frais d'exploitation et d'investissement)

Diamètre (mm)	Finv (DA)	Fexploi (DA)	BILAN
250	30795593.6	46196027	76991621
300	32913198.2	33912833	66826031
350	36075317.7	28653238	64728556
400	39780785.6	28010777	67791563
450	42641068.6	27246598	69887667
500	47718474.5	26868684	74587159
600	60916330.6	26554724	87471055

IV-8.3.3.Calcul des pressions le long de SP2-R3000

- **Gradient hydraulique :**

$\Delta h_t = I * Leq = 1{,}07 \left[\frac{8\lambda L Q2}{\pi^2 g D^5}\right]$

$I = \frac{\Delta h\, t}{Leq}$

$I = \frac{\Delta h\, t}{L\, eq} = \frac{23.3}{2695} = 0.008645641\ m/m.$

- **Calcul de la cote piézométrique et de la pression**

Les résultats de calcul des pressions, à travers l'adduction reliant SP2 au réservoir de 3000m^3, sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-13: Calcul des pressions le long de SP2-R3000

Point	CTN	Lg =Distance prp SP2	Leq	ΔH	Cp	Mce	Pression (Bar)
Sortie SP2	834	0	0	0	1133	299	29.9
2	876	500	550	4.755103	1128.245	252.2449	25.2
3	930	1000	1100	9.510205	1123.49	193.4898	19.3
4	990	1500	1650	14.26531	1118.735	128.7347	12.87
5	1050	2000	2200	19.02041	1113.98	63.97959	6.4
Entrée R3000	1105	2450	2695	23.3	1109.7	5.524277	0.55

En conclusion ; selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique qui relie la SP2 avec R3000 est en acier DN 350 mm (PN30), avec une vitesse de 1.82 m/s et HMT = 300.01 m, sur une longueur de 2450 m.

IV-8.3.3.0.Adduction gravitaire : R.Sidi khlifa – R3000

Le dimensionnement des adductions gravitaires doit répondre aux critères suivants :

- ✓ Détermination du diamètre le plus avantageux ;
- ✓ Choix du tracé de la conduite pour avoir la longueur minimale ;
- ✓ Type de tuyau à utiliser ;

IV-8.3.3.1.Méthode de calcul une conduite gravitaire

Quatre paramètres interviennent pour le calcul d'une conduite gravitaire :

- Le Débit……....Q ;
- Le Diamètre ……D ;
- La Vitesse……V ;
- Les Pertes de charge……ΔH ;

ΔH =charge disponible.

ΔH = (Cp1-Cp2) = Charge Disponible.

Ou :
Cp1 et Cp2 représentent respectivement les cotes piézométriques aux points « 1 » et « 2 ».
La perte de charge totale est donnée par la formule de Darcy :

$$\Delta H = \frac{8\,\lambda\,Leq\,Q^2}{\pi 2\,g\,D^5} \qquad \textbf{(IV-21)}$$

Avec :
Q : le débit véhiculé dans la conduite gravitaire (l/s).
Leq= Lg+Les .
Leq : la longueur équivalente totale (m).
Les : désigne la longueur équivalente due aux pertes de charge singulières (m).
Lg : la longueur géométrique de la conduite gravitaire (m).
g : l'accélération de pesanteur (9,81m/s).
D : diamètre de la conduite gravitaire (mm).

λ : Coefficient de pertes charges linaire.
π : Constant égale à (3,14).
-nous pouvons déduire donc le diamètre de la conduite gravitaire :

$$\Delta H = \sqrt[5]{\frac{8\,\lambda\,Leq\,Q^2}{\pi 2\,g\,\Delta H}} \qquad \textbf{(IV-22)}$$

Q : le débit véhiculé dans la conduite gravitaire (l/s).
Leq= Lg+Les. .
Leq : la longueur équivalente totale (m).
Les : désigne la longueur équivalente due aux pertes de charge singulières (m).
Lg : la longueur géométrique de la conduite gravitaire (m).
g : l'accélération de pesanteur (9,81m/s).
D : diamètre de la conduite gravitaire (mm).
λ : Coefficient de pertes charges linaire.

π : Valeur constant égale à (3,14).

Sachant que l'écoulement est variable suivant le régime et la nature du matériau, donc on utilise la formule suivante :

$$\Delta H = \frac{K' Q^{\beta}\,Leq}{D^m} \qquad \textbf{(IV-23)}$$

K', m , β : Coefficients qui dépendent du type de la tuyauterie et du régime d'écoulement , avec :

$$K' = \frac{8\lambda}{g * \pi 2}$$

Q : le débit véhiculé dans la conduite gravitaire (l/s).

Leq= Lg+Les. .
Leq : la longueur équivalente totale (m).
Les : désigne la longueur équivalente due aux pertes de charge singulières (m).
Lg : la longueur géométrique de la conduite gravitaire (m).
D : diamètre de la conduite gravitaire (mm).
β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.
m : Exposant tenant compte du type de matériau.

Donc le diamètre avantageux :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' Leq\ Q^{\beta}}{\Delta H}} \qquad \textbf{(IV-24)}$$

Ou :
Q : le débit véhiculé dans la conduite gravitaire (l/s).
Leq= Lg+Les. .
Leq : la longueur équivalente totale (m).
Les : la longueur équivalente due aux pertes de charge singulières (m).
Lg : la longueur géométrique de la conduite gravitaire (m).
D : diamètre de la conduite gravitaire (mm).
β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.
m : Exposant tenant compte du type de matériau.
Dans notre cas, on prend : K'= 0,001052 ; β= 2 ; m = 4.772 (conduites en PEHD)

IV-8.3.3.2.Détermination des diamètres avantageux des adductions gravitaires

IV-8.3.3.2.1.RSK – R3000

IV-8.3.3.2.1.1.La longueur équivalente

On a Leq=Lg+Les .
On prend Leq=1,1*lg (c a d en prend Les=10% Lg).
Lg(R sidi khlifa – R3000) = 2220 m

Donc Leq = 2220*1.1=2442 m

- ✓ La cote trop plein des réservoirs : Ctp R3000 = 1110 m
  Ctp $R_{S.k}$ = 1180 m

IV-8.3.3.2.1.2.Calcul de la charge disponible

Pour calculer la charge disponible, on a :
$\Delta H = \Delta Hd = Cr\ R_{SK} - Ctp\ R3000 => \Delta Hd = 1175 - 1110 = 65$ m

IV-8.3.3.2.1.3.Calcul du gradient hydraulique

$I = \frac{\Delta H\ d}{L\ eq} = \frac{65}{2442} = 0.026618\ m/m$.

IV-8.3.3.2.1.4.Calcul de la cote piézométrique dans plusieurs points

En utilisant le profil du dénivelée de Google earth on trouve : Toutes les pressions sont admissibles

Tableau IV-14: Calcul des pressions le long de RSK-R3000

Point	CTN	Lg =Distance prp R sk	Leq	ΔHd	Cp	Mce	Pression (Bar)
sortie de Rsk	1175	0	0	0	1180	5	0.5
2	1160	250	275	7.31995	1167.68	7.68	0.768
3	1144	500	550	14.6399	1160.3601	16.3601	1.64

4	1137	750	825	21.95985	1153.04015	16.0402	1.6
5	1129	1000	1100	29.2798	1145.7202	16.7202	1.7
6	1122	1250	1375	36.59975	1138.40025	16.4002	1.64
7	1116	1500	1650	43.9197	1131.0803	15.0803	1.5
8	1112	1750	1925	51.23965	1123.76035	11.7604	1.2
9	1110	2000	2200	58.5596	1116.4404	6.4404	0.64
Entrée R3000	1105	2220	2442	65.00116	1109.0301	4.99884	0.5

IV-8.3.3.2.1.5.Calcul du diamètre avantageux

Donc : $D=\sqrt[m]{\frac{K'*Leq*Q^{\beta}}{\Delta H}}=\sqrt[4.89]{\frac{0.00118*2442*0.035^{1.86}}{65}}$ = 147.6 mm.

Donc le diamètre normalisé de tronçon reliant R_{SK} – R3000 est de DN160 mm (PE100 , PN6) avec D int = 147.7 mm sur un linéaire de 2442 m.

La vitesse d'écoulement dans le tronçon R_{SK} – R3000 :

$V=\frac{4*0.035}{3.14*0.1477^2}$ = 2 m/s.

IV-8.3.3.2.2.R500 – bâche d'aspiration de SP2

IV-8.3.3.2.2.1.La longueur équivalente

On a Leq=Lg+Les .
On prend Leq=1,1*lg (c a d en prend Les=10% Lg).
Lg(R_{500} – B.A) = 500 m

Donc Leq = 500 *1.1 = 550 m

- ✓ La cote trop plein des réservoirs : Ctp R500 = 870 m
  Ctp B.A = 835 m

IV-8.3.3.2.2.2.Calcul de la charge disponible

Pour calculer la charge disponible, on a :
$\Delta H=\Delta H_d = Cr\ R_{500} - Ctp\ B.A => \Delta H_d = 865 - 835 = 30$ m.

IV-8.3.3.2.2.3.Calcul du gradient hydraulique

$I = \frac{\Delta H\ d}{L\ eq} = \frac{30}{550} = 0.05454545$ m/m .

IV-8.3.3.2.2.4.Calcul de la cote piézométrique dans plusieurs points

En utilisant le profil du dénivelée de Google earth on trouve : Toutes les pressions sont admissibles

Tableau IV-15: Calcul des pressions le long de R500-B.A

Point	CTN	Lg =Distance prp R sk	Leq	ΔHd	Cp	Mce	Pression (Bar)
sortie de R500	865	0	0	0	870	5	0.5
2	858	50	55	3	862	4	0.4
3	855	100	110	6	859	4	0.4
4	851	150	165	9	856	5.000001	0.5
5	844	200	220	12	853	9.000001	0.9
6	841	250	275	15	850	9.000001	0.9
7	838	300	330	18	847	9.000002	0.9
8	834	350	385	21	844	10	1
9	831	450	495	27	838	7.000002	0.7
Entrée B.A	830	500	550	30	835	5.000003	0.5

IV-8.3.3.2.2.5.Calcul du diamètre avantageux

Donc : $D= \sqrt[m]{\frac{K' * Leq * Q^{\beta}}{\Delta H}} = \sqrt[4.89]{\frac{0.00118 * 550 * 0.1753^{1.86}}{30}}$ = 237.1 mm.

Donc le diamètre normalisé de tronçon reliant R_{500} – B.A est de DN 315 mm (PE100 , PN10) avec D int = 277.6 mm sur un linéaire de 550 m et une vitesse de 2.8 m/s .

La vitesse d'écoulement dans le tronçon R_{500} – B.A :

$V= \frac{4 * 0.1753}{3.14 * 0.2776^{2}}$ = 2.8 m/s.

La pression à l'entrée de la bâche d'aspiration est de 2.1 bar .

Pour cette raison on installe une brise charge à l'entrée de bâche d'aspiration à fin de minimiser la pression.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons choisi le tracé adéquat de l'adduction de notre projet et nous avons effectué le dimensionnement des conduites alimentées par refoulement et gravitaire ment pour satisfaire l'alimentation en eau potable de notre zone d'étude à l'horizon d'étude.

Chapitre V : Etude de pompage

Introduction

Ce présent chapitre a pour but, la détermination du type de pompe, adapté à l'usage de notre projet et qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandés, tout en tenant compte des conditions du bon fonctionnement hydraulique du réseau.

V-1. Définition

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à élever le débit d'un point bas à un point haut.

V-2. Principe de fonctionnement des pompes

La caractéristique principale de la pompe centrifuge réside dans sa capacité à convertir l'énergie provenant d'une source de mouvement, généralement un moteur, tout d'abord en énergie cinétique, c'est-à-dire en vitesse, puis en énergie de pression. Fondamentalement, le rôle d'une pompe consiste à transférer de l'énergie au liquide qu'elle pompe, énergie qui sera ensuite convertie en débit et en élévation de pression. Cela dépend des spécifications de fabrication de la pompe elle-même et des besoins spécifiques de l'installation. Le principe de fonctionnement est relativement simple : ces pompes exploitent l'effet centrifuge pour déplacer le liquide et augmenter sa pression.



Figure V.1: Présentation d'une roue.

V-3. Différents types de pompes et leurs caractéristiques

V-3. 1. Pompes volumétriques

Elles sont caractérisées par un déplacement de liquide du point d'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation ;
- Rotation ;
- Mixte (translation et rotation) ;

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées, on distingue :

- Les pompes volumétriques rotatives ;
- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenage.

V-3. 2. Les turbopompes

Une turbopompe est essentiellement constituée par un organe mobile ou une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de l'énergie de fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie le plus souvent d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression. Ce sont les plus utilisées, on distingue :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes à hélices ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

Le développement de ces dernières a été très rapide grâce au progrès réalisé dans l'emploi de la force motrice électrique, accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu couteux et d'un très bon rendement. Une pompe centrifuge se compose (**Figure V.2)**

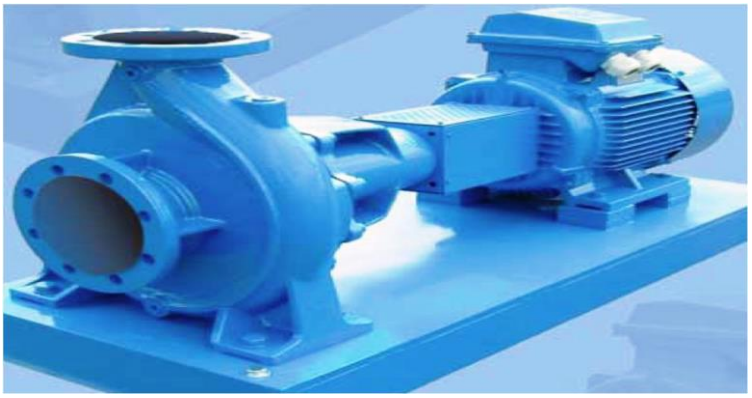


Figure V.2: groupe de pompage de surface monocellulaire à axe horizontal

V-3. 3. Les pompes immergées

Ces pompes sont de construction plus récente que les précédentes ; elles sont spécialement conçues pour l'équipement des puits profond.



Figure V.2': Pompe multicellulaire immergée à axe vertical

V-4. Choix de l'emplacement de la station de pompage

Le choix de l'emplacement d'une station de pompage est une décision importante qui dépendra de plusieurs facteurs. Voici quelques considérations clés à prendre en compte :

- Source d'eau disponible : Assurez-vous que vous avez une source d'eau adéquate à proximité de la station de pompage. Cela peut être un lac, une rivière, un réservoir ou un puits. La proximité de la source d'eau réduira les coûts de transport de l'eau vers la station.
- Altitude maximale et variations saisonnières : Comprenez les variations d'altitude saisonnières dans la zone. Dans les zones de hautes altitudes, les variations saisonnières de la quantité d'eau disponible peuvent être significatives. La station de pompage doit être capable de gérer ces variations.
- Accessibilité : L'accessibilité à la station de pompage est cruciale pour l'entretien et la maintenance. Assurez-vous que l'emplacement est accessible en toutes saisons, y compris en hiver lorsque la neige peut être un problème.
- Énergie électrique : Assurez-vous que l'emplacement choisi a accès à une alimentation électrique fiable. Les stations de pompage nécessitent généralement de l'énergie électrique pour faire fonctionner les pompes. Si l'électricité n'est pas disponible localement, vous devrez envisager des solutions alternatives comme des générateurs.
- Protection contre les intempéries : Les installations de pompage doivent être protégées contre les intempéries, en particulier dans les zones de hautes altitudes où les conditions météorologiques peuvent être extrêmes. Les bâtiments ou les abris pour protéger les équipements et les opérateurs peuvent être nécessaires.

➢ Études hydrogéologiques : Il est essentiel de réaliser des études hydrogéologiques pour comprendre la disponibilité de l'eau, la qualité de l'eau et les caractéristiques du sol dans la zone. Ces études aideront à déterminer le débit d'eau nécessaire et la capacité de pompage requise.

➢ Impact environnemental : Évaluez les impacts environnementaux potentiels de la station de pompage sur la zone environnante, en particulier dans les régions montagneuses sensibles sur le plan écologique.

➢ Considérations légales et réglementaires : Respectez toutes les lois et réglementations locales, provinciales ou nationales relatives à la construction et à l'exploitation de stations de pompage.

➢ Coûts : Évaluez les coûts associés à la construction de la station de pompage, y compris les coûts d'infrastructure, les coûts opérationnels et les coûts de maintenance.

Il est important de mener une analyse détaillée en collaboration avec des experts en génie hydraulique, des géologues, et d'autres professionnels pertinents pour prendre la décision la plus appropriée en fonction des conditions spécifiques de la zone de hautes altitudes où vous prévoyez d'installer la station de pompage.

V-5. Choix du type de pompe

Le choix des pompes est conditionné par les paramètres suivants :

- Assurer le débit appelé Q app et la hauteur HMT ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Meilleur rendement ;
- Etre fabriquée en série ;
- Doit répondre à la construction du bâtiment la plus économique ;

V-6. Couplage des pompes

Le couplage des pompes intervient lorsque l'une d'entre elles, placée seule, ne peut pas fournir la charge ou le débit requis pour l'élévation de l'eau au point souhaité. Ce couplage des pompes s'effectue de la manière suivante :

Si le débit fourni par une seule pompe est insuffisant, on réalise un couplage en parallèle.

Si la charge fournie par une seule pompe est insuffisante, on opte pour un couplage en série.

V-6. 1. Couplage en parallèle

Chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune.

- Cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

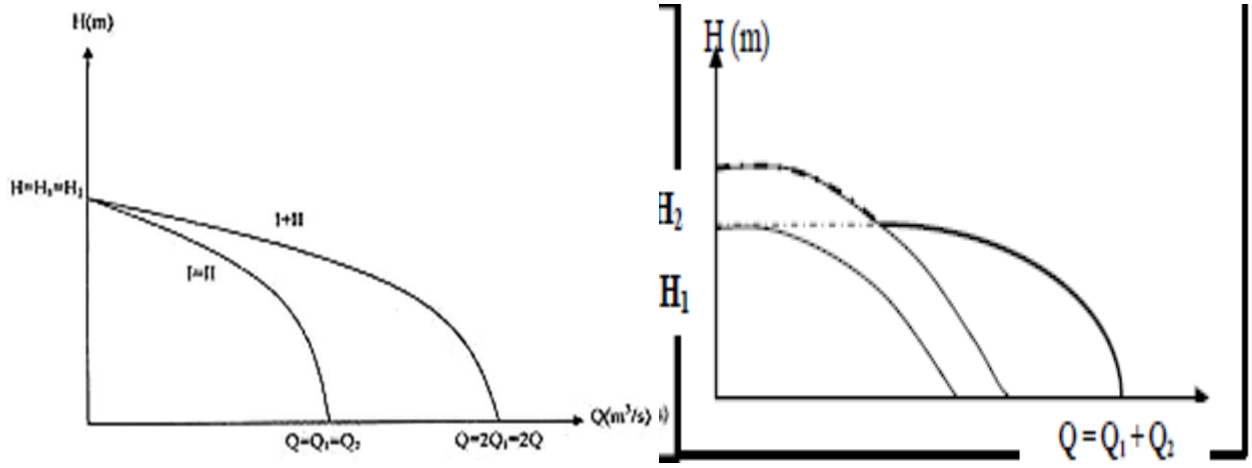


Figure V.3: couplage en parallèle

V-6. 2. Couplage en série

Le débit refoulé par la première pompe est directement acheminé vers l'aspiration de la seconde pompe. Un débit identique traverse ces deux pompes, et les hauteurs d'élévation générées par chaque groupe se cumulent.

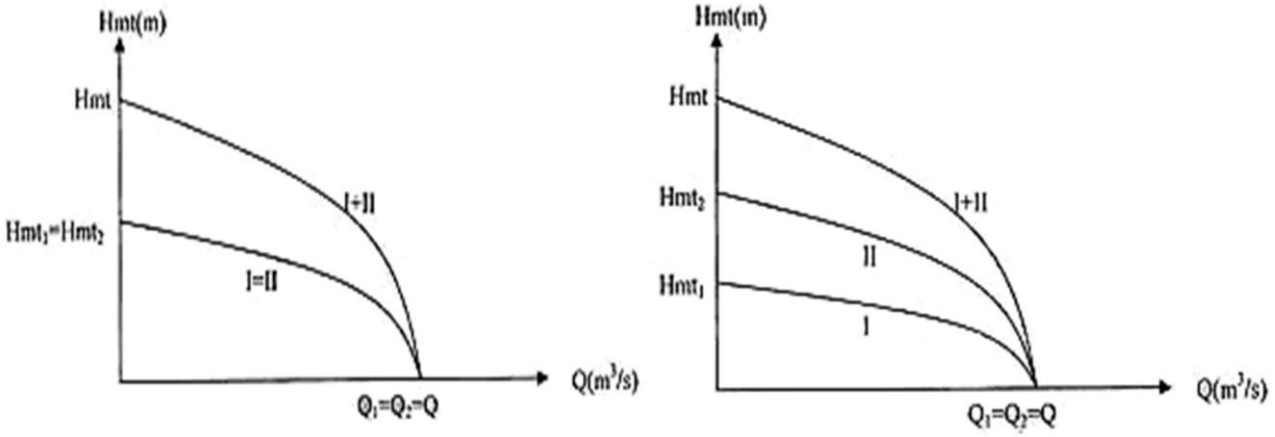


Figure V.4: Couplage en série

V-7. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Qapp et la hauteur Hmt ;
- Meilleur rendement;
- Vérifier la condition de non cavitation;
- Encombrement et poids les plus faibles;
- Vitesse de rotation la plus élevée;
- Puissance absorbée et NPSHr minimale;
- Etre fabriquée en série.

V-8. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal;
- Meilleur rendement (η) ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)r minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Vitesse de rotation N élevée (tr/mn);
- Puissance absorbée minimale (Pabs).

V-9. Déterminations du nombre de pompe

V-9. 1. Pour SP1 : Le Qf et le HMT nécessaires sont assurés dans la station existante car elle a été construit pour répond aux besoins de la zone Marechou au long terme.

V-9. 2. Pour SP2 : Nous avons à faire un choix convenable des équipements hydromécaniques et énergétiques répondant aux exigences du présent projet représentés par :

$$\begin{cases} \text{Q f} = \text{Qp} = 175.3\frac{\text{l}}{\text{s}} \\ \text{Hg} = 276\ \text{m} \\ \text{HMT} = 300.01\ \text{m} \end{cases}$$

Notre choix s'est porté sur trois pompes identiques en parallèle en plus d'une de secours de type

PM125 / 5 E CAPRARI, selon les données du tableau ci-après.

Tableau V-1': Caractéristiques des pompes pour SP2

Np	Qp(l/s)	H (m)	η (%)	P abs (kw)	N (tr/min)	NPSHr (m)	N étages	D asp	D ref	Type de pompe
1	175.3	299.3								
2	81.87	292	76.3	307	2900	8.24	3	150	125	Pompe horizontale multicellulaire PM 125
3	**64.17**	**312**	**75.4**	**268**	**2900**	**5.18**	**5**	**150**	**125**	**Pompe horizontale multicellulaire PM 125**
4	45.53	304	75.7	179	2900	5.61	5	125	100	Pompe horizontale multicellulaire PM 100

A partir du tableau ci-dessus, on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de : Assurer le Qf et HMT, Le rendement est bon, NPSHr est minimal, nombre minimale de pompes en comparant à la variante de 4 pompes qui seront équipés par 2 pompes de secoures après.

V-10. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques des pompes [H-Q] , [Pabs - Q] , [η-Q] , [(NPSH) r - Q]. Sont présentées dans la (**Figure V.5)**

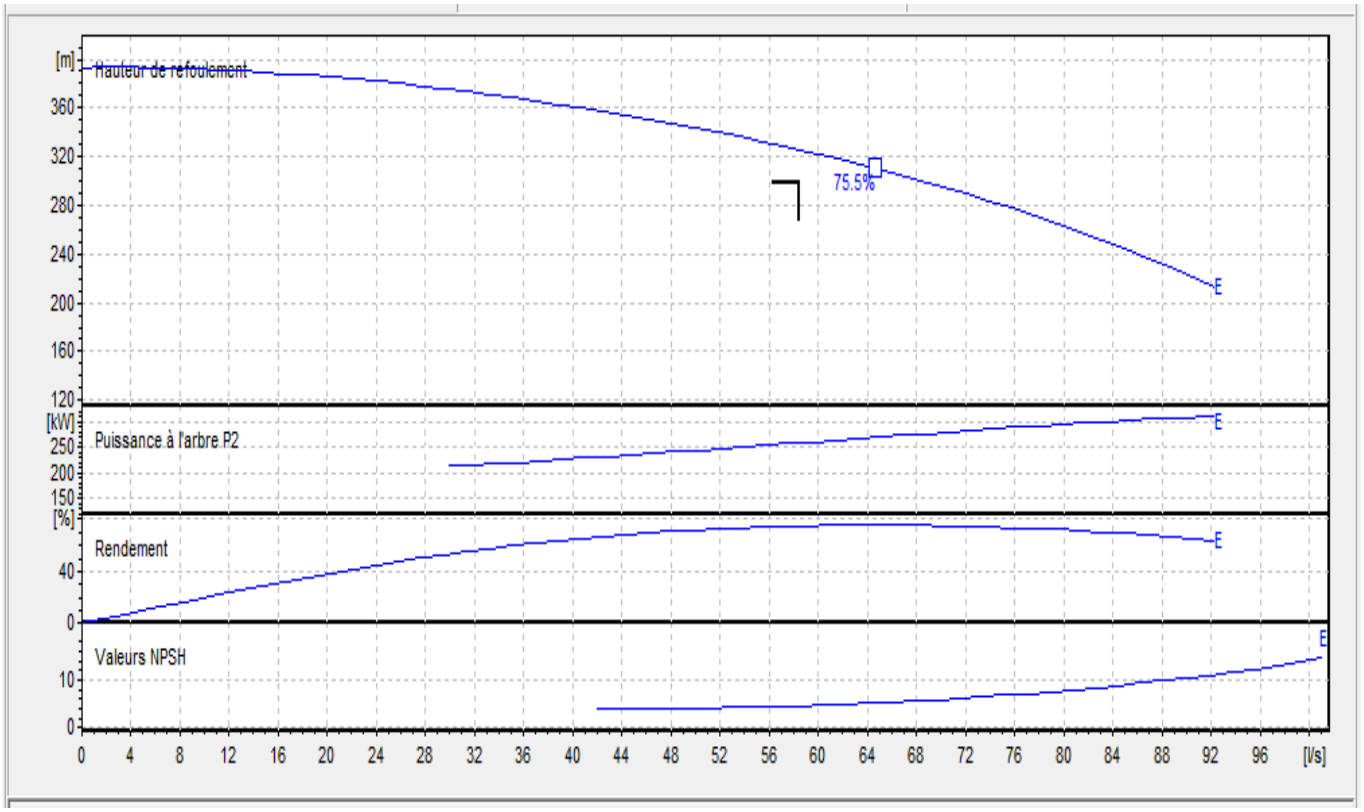


Figure V.5: Les courbes caractéristiques de la pompe

V-11. Point de fonctionnement d'une pompe

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

V-12. Courbe caractéristique de la conduite

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

$$Hc = Hg + \Delta ht = H_g + R*Q^2 \text{ avec } R = 1.07 \frac{8*\lambda*L\ ref}{\pi 2*g*Deco^5} \qquad \textbf{(V-1)}$$

Hg : hauteur géométrique (m) ;
Δht : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)
$\Delta h_t = 1{,}07*\Delta h_p^{lin}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8*\lambda*L\ ref*Q^2}{\pi 2*g*Deco^5} \qquad \textbf{(V-2)}$$

λ : Coefficient de frottement qui est 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 (m) ;
g : accélération de la pesanteur (m/s2).

Tableau V-1: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Q (l/s)	Hg (m)	Lref(m)	D(mm)	vitesse	Re	λ	Δhlin (m)	Δhtot (m)	Hc (m)
8	276	2450	350	0.09	31357	**0.02374668**	**0.10227034**	**0.10942927**	**240.1**
16	276	2450	350	0.19	62714	**0.0199685**	**0.34399506**	**0.36807471**	**240.36**
24	276	2450	350	0.28	94071	**0.01804357**	**0.6993779**	**0.74833435**	**240.74**
32	276	2450	350	0.385	125428	**0.02817747**	**1.9416409**	**2.07755577**	**242.07**
40	276	2450	350	0.48	156785	**0.02817747**	**3.03381391**	**3.24618089**	**243.24**
48	276	2450	350	0.57	188143	**0.02817747**	**4.36869203**	**4.67450048**	**244.67**
56	276	2450	350	0.67	219500	**0.02817747**	**5.94627527**	**6.36251454**	**246.36**
64	276	2450	350	0.77	250857	**0.02817747**	**7.76656362**	**8.31022307**	**248.31**
72	276	2450	350	0.86	282214	**0.02817747**	**9.82955708**	**10.5176261**	**250.51**
80	276	2450	350	0.96	313571	**0.02817747**	**12.1352556**	**12.9847235**	**252.98**
84	276	2450	350	1.01	329250	**0.02817747**	**13.3791194**	**14.3156577**	**254.31**
88	276	2450	350	1.06	344928	**0.02817747**	**14.6836593**	**15.7115155**	**255.71**

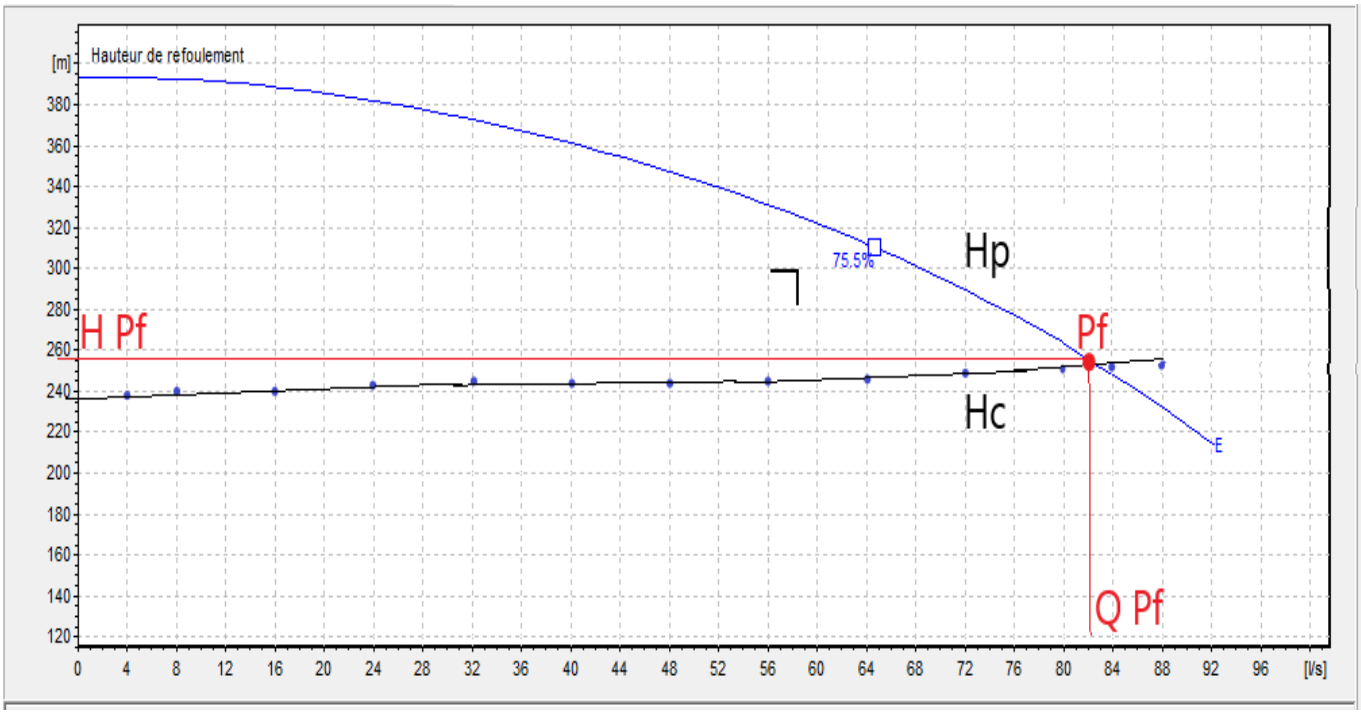


Figure V.6: Point de fonctionnement de la pompe

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

Q_{Pf} = 82 l/s > Q_{app} = 58.4 l/s (175.3 l/s / 3)
H_{Pf} = 258 m < H_{app} = 299.3 m

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est inférieure à la hauteur manométrique appelée ; d'où la nécessité d'adapter la pompe choisie aux conditions de fonctionnement du réseau.

V-13. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement du réseau

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

V-13. 1. Débit de fonctionnement > Débit appelé

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

V-13. 1.1. Réglage qualitatif

C'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable. En utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la courbe de proportionnalité :

$$H = \frac{H_{app}}{Q^2_{app}} * Q^2 \qquad \textbf{(V-3)}$$

Qapp : débit demandé ou débit appelé ;
Happ : hauteur manométrique totale appelé (m).

$$N' = N \frac{Q_{app}}{Q_{M1}} \qquad \textbf{(V-4)}$$

QM1 : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la courbe de proportionnalité.
N : vitesse de rotation avant le réglage;
N': vitesse de rotation après le réglage.

V-13. 1.2. Réglage quantitatif

V-13. 1.2.1. Vannage

C'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement. Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta\,\mathrm{ins}_{\mathrm{ap\ van}} = \eta\,\mathrm{ins}_{\mathrm{av\ van}} * \frac{H_{app}}{H_{app}+hv} \qquad \textbf{(V-5)}$$

$\eta_{\ ins\ :}$ Rendement de l'installation après le vannage (%) ;
ap van

$\eta_{\ ins}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;
av van

Happ : hauteur manométrique appelée (m) ;
hv : différence entre la hauteur H_c' et la hauteur appelée

$$hv = H_{app}' - H_{app} \qquad \textbf{(V-6)}$$

H'app : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique (2) présenté dans la figure (V.19) ci-dessous de la conduite après le vannage (H'c -Q) (m).
Tel que :

$$H_c' = H_c + H_{vanne} = Hg + \Delta h_t + H_{vanne} \qquad \textbf{(V-7)}$$

On peut calcule avec cette formule :

$$\mathrm{hvanne} = \xi_{\mathrm{vanne}}\ \frac{Vr^2}{2g} \qquad \textbf{(V-8)}$$

V-13. 1.2. 2.Rognage

Le rognage consiste à réduire le diamètre extérieur de la roue de la pompe de manière à obtenir le débit requis. Après le processus de rognage, le diamètre extérieur de la roue est déterminé par l'équation suivante :

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \qquad \textbf{(V-9)}$$

QM1 : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la courbe de proportionnalité (3).
D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;
d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

V-13. 1.2. 2.1.Rendement de rognage

R = (1-m)*100
R : rendement de rognage (%) ;
m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} \qquad \textbf{(V-10)}$$

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

V-13. 1.2. 3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

V-13. 1.2. 4. Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir. Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \qquad \textbf{(V-11)}$$

t : temps de fonctionnement prévu 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).

V-13. 1.2. 5. Changement du type de la pompe si cela est possible.

V-14. Application de type de réglage

V-14. 1. Diminution du temps de pompage

Le nouveau temps de pompage sera :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t = \frac{175.3}{246} * 20 = 14\ h\ 25\ \text{min}\ .$$

Le rendement correspondant au débit QPf =246 l/s est : **75.4 %**.
La nouvelle puissance absorbée :

$$Pabs = \frac{9.81 * 299.3 * (\frac{0.175}{3})}{0.754} = 227.15\ kw$$

V-14. 2. Réduction de la vitesse de rotation de la pompe

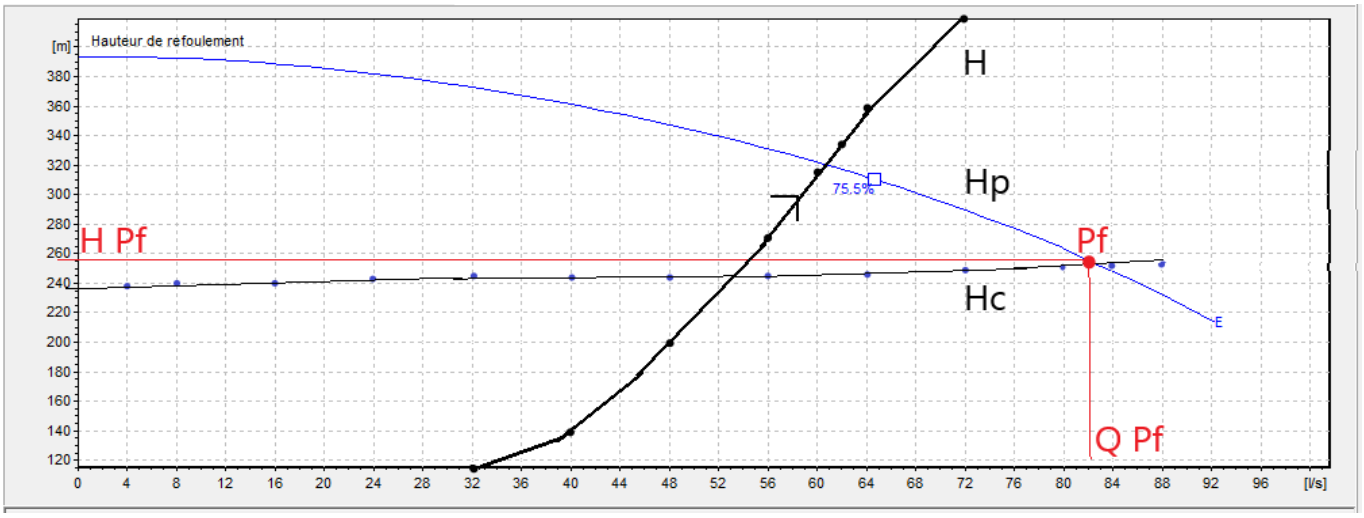


Figure V.7: La courbe H = b * Q2

Après tracer la parabole H = b * Q^2, on trouve :

$$Q = Q_{M1} = 61\ \text{l/s},\ H = 320\ \text{m}.$$

Donc :

$$N' = N\ \frac{Q_{app}}{Q_{M1}} = 2900\ \frac{58.43}{61} = 2778\ \text{tr/min}.$$

On peut calculer N'avec :

$$N' = N\sqrt{\frac{H\ app}{H}} = 2900\sqrt{\frac{299.3}{320}} = 2782\ tr/min\ .$$

- L'erreur est trop faible.

D'après logiciel CAPRARI le nouveau rendement pour cette vitesse $\eta' = 75{,}1\ \%$.

Donc : La nouvelle puissance absorbée :

$$Pabs = \frac{9.81 * 299.3 * (\frac{0.175}{3})}{0.751} = 228.1\ kw$$

V-14. 3. Rognage

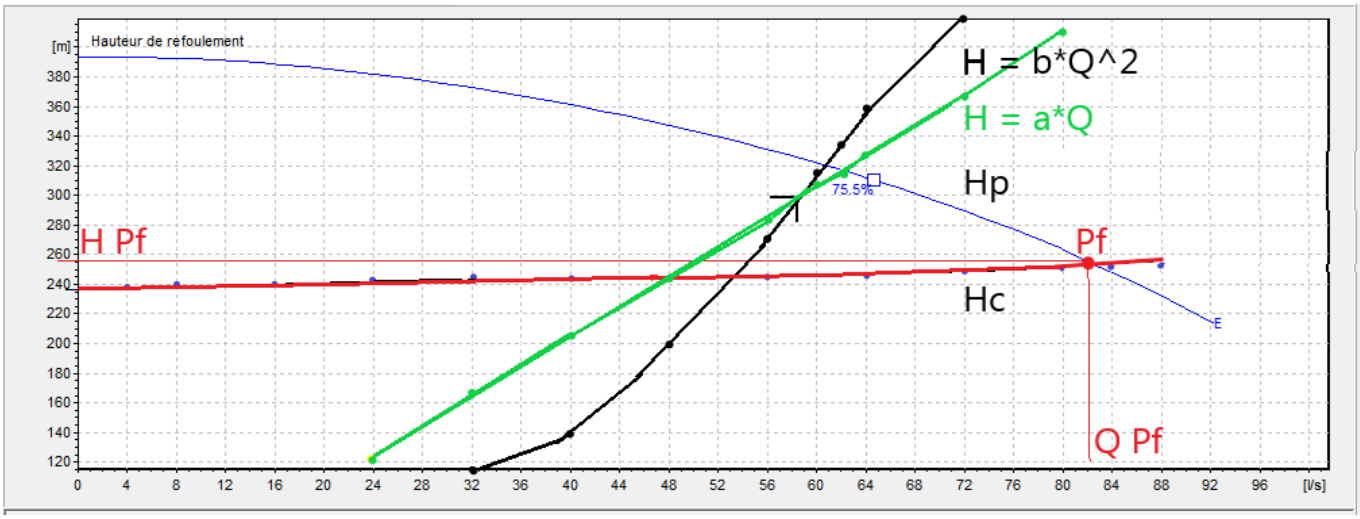


Figure V.8: La courbe H = a * Q

Après tracer la parabole H = a * Q, on trouve :

$Q = Q_{M1} = 61$ l/s, H = 320 m.

Donc : Le diamètre de la roue après le rognage, sera :

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{M1}}} = 325 * \sqrt{\frac{175.3}{61 * 3}} = 318\ mm\ .$$

On peut calculer d avec :

$$d = D * \sqrt{\frac{H\ app}{H}} = 325\sqrt{\frac{299.3}{320}} = 315\ mm\ .$$

- L'erreur est trop faible.

Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{H\ app}{H}} = \sqrt{\frac{Q\ app}{QM1}} = \sqrt{\frac{299.3}{320}} = 0.97$.

Le rendement de rognage est : R= (1-0,97) *100 · **R% = 3 % < 15%**

- Le rognage est une solution efficace.

V-14. 4. Vannage

$$\eta\ ins_{ap\ van} = \eta\ ins_{av\ van} * \frac{H_{app}}{H_{app}+hv} = 75.4 * \frac{299.3}{299.3+20.1} = 70.7\ \%\ .$$

Car :

On détermine la nouvelle puissance absorbée, Sachant que : $Q = \frac{Q\ app}{n}$

n : nombre de pompes en parallèle = 3 ;

$$Pabs = \frac{9.81*299.3*(\frac{0.175}{3})}{0.707} = 242.26\ kw\ .$$

Par conséquent, après l'application des différents type de réglage, on opte pour le réglage par diminution du temps de pompage, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

V-15. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe

Suivant le schéma ci-dessous nous allons définir chaque accessoire

V-15.1.Équipements en amont de la pompe

- conduite d'aspiration
- joints
- Joint de démontage
- Convergent d'aspiration
- Vanne papillon
- Les ventouses

V-15. 2. Équipements en aval de la pompe

- divergent
- clapet anti retour
- Joint de démontage
- Vanne de régulation
- Vanne papillon
- Conduit de refoulement
- Collecteur de refoulement
- Le by-pass
- Soupape de décharge

V-16. Dimensionnement des équipements des pompes

V-16. 1. Choix de nombre de collecteur d'aspiration et leur dimensionnement :

Le nombre de collecteurs d'aspiration est égal au nombre des pompes = 4.

En se fixant une vitesse entre 0,5 et 1,5 m/s, nous calculons le diamètre de la conduite d'aspiration :

$$Da = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi v_a}} \qquad \textbf{(V-12)}$$

AN ;

$$Da = \sqrt{\frac{4 *\ 0.0583}{\pi * 0.5}}$$

Da= 351 mm d'où DN=400 mm avec Di= 369.4 mm et $v_a = 0.55 m/s$

Da: Diamètre de la conduite d'aspiration.
da: Diamètre de la tubulure d'aspiration de la pompe.
d: Distance entre la génératrice inferieur de la conduite et la surface du sol.
d=0,3 m pour Da ≤500mm.
d=1 m pour Da >500mm.
L c : longueur de convergent = (3,5-4) (Da-da) **(V-13)**
Lta: Longueur du tronçon ≥ 2Da = 2*400 = 800 mm
Nous avons da=150 mm déduit du schéma de la pompe.
De : Diamètre de la tulipe d'aspiration.
De= (1,2-1,5) Da, ce qui nous donne De=480 mm. **(V-14)**
D: Espacement entre les deux tulipes de deux conduites d'aspiration.
D= (1.5-2) De = 720 mm. **(V-15)**
Da=400 mm. Lc= 0,77m. d=0,72m. Lta=0,8m.

V-16. 2. Choix du nombre de collecteur de refoulement et leur dimensionnement

Pour le nombre des collecteurs nous avons un seul collecteur dont le diamètre est économique.
Ltr≥ 2 Dr = 2.(0,350) = 700 mm
Ld : Longueur du divergent = (3,5-4) (Dr-dr) = 3.75 * (350 – 125) = 843 mm **(V-16)**
dr : Diamètre de la tubulure de refoulement = 125mm.
d vidange = 0.25 * Dr = 0.25 * 350 = 87.5 mm
Nous avons dr=125 mm déduit du schéma de la pompe.

V-17. Dimensions de la bâche d'aspiration

Le volume de la bâche d'aspiration est égal à un volume utile plus un volume réservé pour le démarrage de la pompe majoré

$$V_{B.A} = 1.3\ (vu + vr) = 1.3\ \left(\frac{Q\left(\frac{1}{n}\right)}{4\,(N-1)} + \frac{Q*T}{2}\right) \qquad \textbf{(V-17)}$$

Tq : Q : le débit nécessaire (en m3/h)
n : est le nombre de démarrages de la pompe par heures
N : nombre des pompes identiques
T : temps de fermeture de la vanne (45 min) (donneé par Mr . Saleh Boualem)
Nous prenons ; $V_{B.A} = 350$ m3 .
Avec une hauteur de 5m ; le diamètre de la bâche va être de 9,5m
D'où hu=0.37m

V-18. Etude de cavitation

Pour que la pompe ne cavite pas elle doit être placée sur une hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pression Section Head) requit soit toujours inferieur au NPSHd disponible (NPSHd>NPSHr).
Nous avons supposé que notre station de pompage fonctionne en charge donc:

$$(NPSH)\ d = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \left(-\ ha^{ad} + \sum hp\ asp + \frac{v2}{2g}\right) = (NPSH)\ r + 0{,}3 \qquad \textbf{(V-18)}$$

Ce qui nous donne une hauteur admissible comme suit :

$$ha^{ad} = (NPSH)\ r + 0{,}3 - \frac{Pat}{\varpi} + \frac{Pv}{\varpi} + \sum hp\ asp + \frac{v2}{2g}. \qquad \textbf{(V-19)}$$

Nous avons ces données :
(NPSH) r = 5.18 m

$\frac{Pat}{\varpi}$: dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage tiré du **Tableau V-2.**

$\frac{Pv}{\varpi}$: dépend de la température du liquide pompé tiré du **Tableau V-3.**

Tableau V-2: Pression atmosphérique en fonction de la cote.

H(m)	-50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{Pat}{\varpi}$ (m)	10,86	10,33	10,2	10,06	9,7	8,6	8,4

Tableau V-3: Tension de vapeur en fonction de la température.

T(C°)	5	10	20	30	40	50	80
$\frac{Pv}{\varpi}$: (m)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82

Nous tirons les valeurs requises suivantes :

-La cote de la station de pompage est à 870 m alors $\frac{Pat}{\varpi}$ = 9,29 m.

-la température ambiante est considéré égale à 19.5 C° donc $\frac{Pv}{\varpi}$ (m) = 0,234m.

$\sum$ hp asp = 0.16 m et Lasp = 10 m et Dasp=225 mm

Vasp = 1,47 m/s < 1,5m/s c'est une vitesse admissible.

Ce qui nous donne une hauteur admissible comme suit :

ha^{ad} =(NPSH) r + 0,3 - $\frac{Pat}{\varpi} + \frac{Pv}{\varpi} + \sum hp\ asp + \frac{v2}{2g}$

Nous avons ces données :

(NPSH) r = 5.18 m

(NPSH) d= $\frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - (- ha^{ad} + \sum hp\ asp + \frac{v2}{2g}) = (NPSH)r+0,3$

Alors : ha^{ad} = 5.18+0,3 - 9,29 + 0,234 + 0.16 + 0,11 = - 3.3 m.

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

V-19. Changement de type d'installation

$ha_{asp}^{ad} = P_{at} - (NPSH)r - r - tv - \frac{Va^2}{2*g}$ = 9.01 – 5.18 – 0. 3 – 0.24 - $\frac{1.47^2}{2*9.81}$ = 3.2 m. **(V-20)**

- La tension de vapeur d'eau à une température T°=20 °C : Tv = 0,24 mce
- La pression atmosphérique : Pat = 10,33-0,00139*949=9,01 m

V-20. Le niveau minimum du plan d'eau

$\nabla \min = 830{,}4m$

V-21. La cote de l'axe de la pompe

Pour les installations en aspiration :

∇axe: Niveau de l'axe de la pompe (m NGA).

$\nabla axe = \nabla \min + h_{asp}^{ad} - r$ = 830.4 + 3.2 – 0.3 = 833.3 m . **(V-21)**

V-22. Le moteur électrique

Les caractéristiques de notre moteur électrique sont comme suit:

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 315KW
- Type de moteur 3~

V-23. Bâtiment de la station de pompage

Le bâtiment a pour vocation de loger les composants suivants :

• Les équipements hydrauliques ;
• Les équipements hydromécaniques et énergétiques ;
• Les équipements auxiliaires ;
• Les espaces pour le personnel.

En ce qui concerne la conception d'une station de pompage, plusieurs aspects sont pris en compte, notamment :

• Le choix de la structure du bâtiment ;
• La division entre la partie souterraine et la partie supérieure (comprenant la salle des machines et les espaces annexes) ;

La réalisation de la station de pompage est influencée par les paramètres suivants :

• Le mode de connexion entre la prise d'eau et la station de pompage ;
• Le choix des matériaux de construction et leur disponibilité ;
• Les conditions climatiques de la région ;
• L'espace nécessaire pour l'installation de la pompe et de ses accessoires ;
• Les exigences en termes de fondations et la stabilité du sol.

Ainsi, en tenant compte de ces contraintes, différents types de bâtiments pour les stations de pompage sont distingués, parmi lesquels nous avons :

Les bâtiments de type Bloc ;
Les bâtiments de type bâche sèche ;
Les bâtiments de type bâche mouillée avec pompe submersible ;
Les bâtiments de type bâche mouillée avec pompe non submersible ;
Les bâtiments de type surface ;
Les bâtiments semi-enterrés.

On a donc un bâtiment de type surface car on un débit de 0.113 m3/s <1.5

- Avantage

Cout de génie civil relativement faible par rapport aux autres types

- Inconvénient

Prévoir obligatoirement au système d’amorçage des pompes par ce que ils sont installées en aspiration.

V-23. 1. Partie souterraine

Cette partie peut être construite en béton armé ou préfabriqué, tandis que le bâtiment peut être en brique ou préfabriqué. Il est essentiel de positionner les équipements principaux et auxiliaires sous le pont roulant.

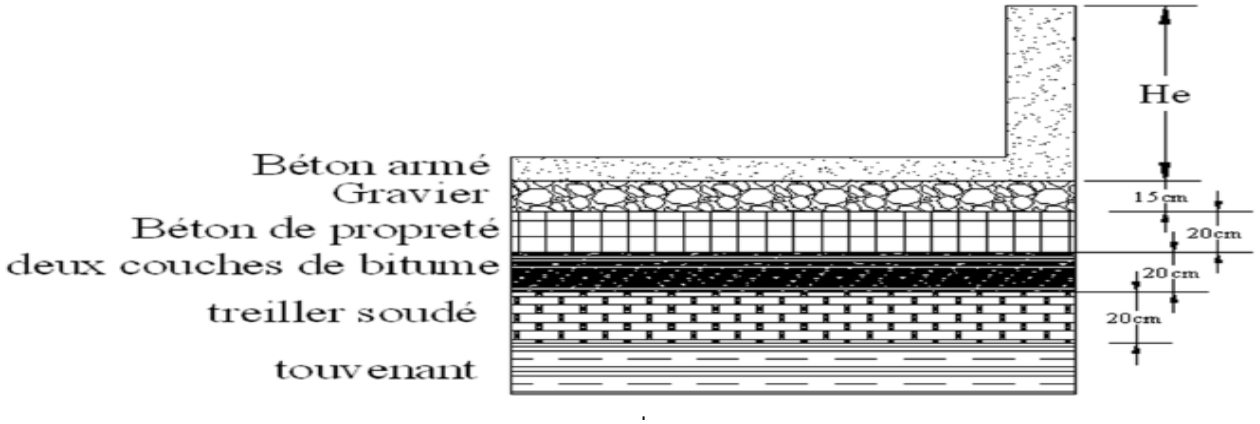


Figure V.9: Schéma représentatif de la partie souterraine

V-23. 2. Partie supérieure du bâtiment

Le bâtiment adopte une configuration rectangulaire et comprend une salle des machines, une plateforme de montage et de démontage, ainsi qu'une salle annexe abritant des bureaux d'exploitation, des toilettes, une salle de stockage et une salle de commande équipée d'armoires électriques.
Il est recommandé de respecter les normes suivantes lors de la conception :

- Choix d'une hauteur standardisée pour la station de pompage (Hb : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m…)
- Détermination de la longueur du bâtiment (Lb) : 3, 6, 18, 21, 24 m ….
- Espacement entre les poteaux (3, 6, 9, 12).
- Prévoir deux sorties en cas de dépassement de la longueur du bâtiment de 18 m.
- Positionner la plateforme de montage à l'entrée du bâtiment.
- Respecter des distances appropriées pour faciliter la circulation du personnel et garantir la sécurité.
- Suivre les normes de construction, notamment :
  - Espacement entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m.
  - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande de 1 à 2 m.
  - Surface des fenêtres représentant entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

Dans notre conception de la station de pompage, nous recommandons un modèle en deux étages, compte tenu de la surface limitée disponible pour sa construction, ce qui constitue la solution la plus appropriée.

V-24. Dimensionnement du bâtiment

Lorsque l'on procède au dimensionnement de la station de pompage, il est nécessaire de prendre en compte tous les éléments situés à l'intérieur de la station ainsi que dans son environnement immédiat, notamment les conduites d'aspiration et de refoulement.
L'élément central dans le processus de dimensionnement de la station de pompage est l'espace requis pour accueillir les groupes de pompes, les conduites, les pièces spéciales, le nombre de pompes nécessaire, ainsi que l'installation obligatoire d'une pompe de secours.
Il est à noter qu'il est recommandé de placer tous les équipements dont le poids excède 100 kg sous un pont roulant pour des raisons de commodité et de manutention.

V-24. 1. La hauteur du bâtiment

- $Hb = h5 + h6 + h7 + h8 + h9$ **(V-22)**

h5: Distance vertical $h5 = hp + hsocle + hreserve$

hreserve= 0,5 m

hsocle = (0.3 à 0.5) m en prend hsocle = 0.4 m h5=0.9+0.4+0.5=1. 8 m

hp : Hauteur de la pompe est égale à **hp = 0.9 m**

h6 : Hauteur réservée à l'homme, h6=2.2

h7 : Hauteur de chariot (Pont roulant), h7=0.3 m

h8 : Hauteur profilée, h8=0.8 m

h9 : Hauteur de sécurité, h9=0.5 m

Donc :

Hb = 1.8+2.2+0.3+0.8+0.5 = 5.6 m

Vu la grande profondeur des accessoires et la grandeur de ces dernier on prend **Hb = 6 m**

V-24. 2. Largeur de bâtiment

V-24. 2. 1. Largeur salle des machines Bm

- B_m=l1+l2+l3+l4+2S (**V-23)**

Avec :

S : épaisseur des murs S=0,3m

l1=distance entre le mur et le 1er organe (conduite d'aspiration) tel que l1=0,3m

l2=distance entre les tubulures, l2= 0.3m

l3=longueur des accessoires d'aspirations

l_4=longueur des accessoires de refoulement

l3+ l4= lp + lt r + lt as + lc + ld + lj

lj : Longueur des joints, lj =1m

lp : Largeur de la pompe = 0.6 m d'après le catalogue.

lt r : Longueur du tronçon de refoulement.

lt as : Longueur du tronçon d'aspiration.

lc : Longueur du convergent

ld : Longueur de divergent

lc= 0,77 m , ld = 0.84 m , lt r = 0,7 m, lt as = 0.8 m

Donc :

l3+ l4= 0.6 + 0,7 + 0,8 + 0,77 + 0.84 + 1 = 4,71 m

D'où B_m= 0.3+0.3+4.71+2*0.3 = 5.91 m

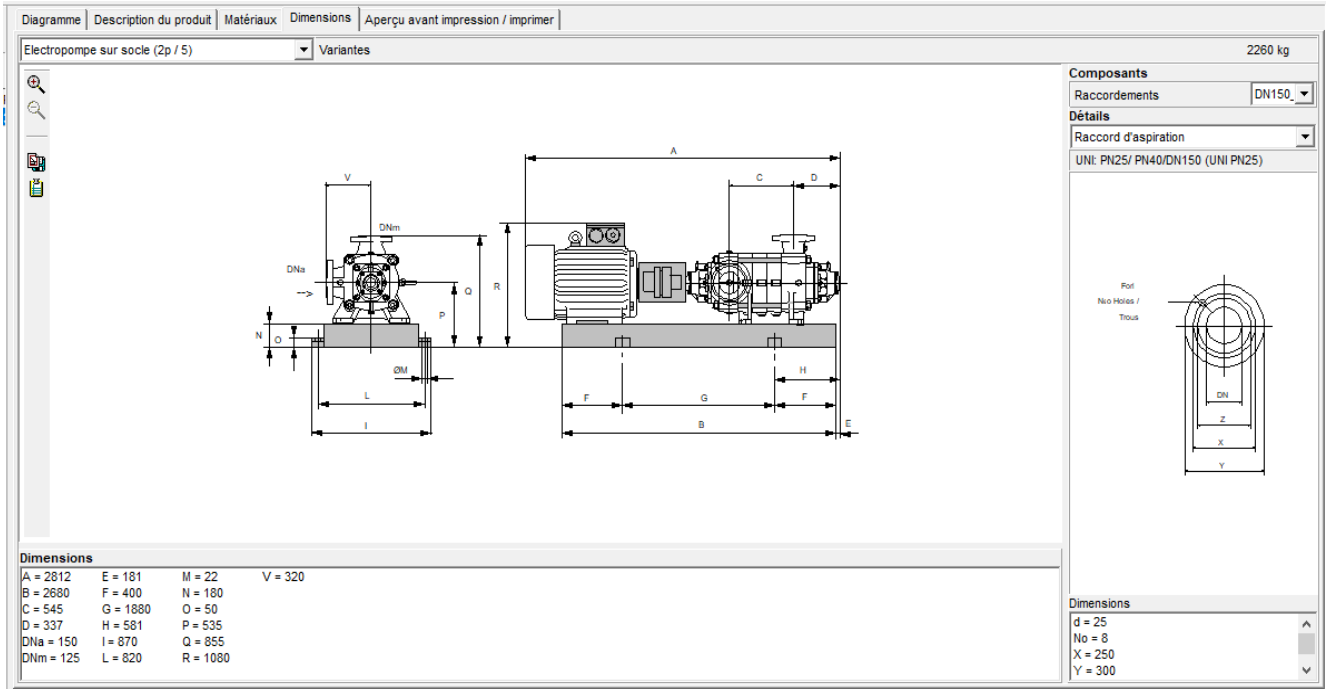


Figure V.10: Dimensions de pompe choisie

V-24. 2. 2. Largeur de bâtiment

B=Bm + l $_{bureau}$ + 1.2 = 5.91 + 2.5 + 1.2 = 9.41 et on prend **B=10m** **(V-24)**

V-24. 3. Longueur de bâtiment

Lb = np.L + lint + lpf + lr + 2*S + d **(V-25)**

Avec : np : nombre de pompes = 3 pompes + pompe de secours = 4

L : Longueur de la pompe + moteur ; 2812 mm = 2.812 m

lint : Distance entre deux pompes voisines

Distance entre 2 groupe électropompes est L<1m si U<1000 volts et L>1,2m si U>1000 volts on prend

Lint = (4-1) = 3m

lpf : Longueur de la plateforme = 3m

lr : Largeur de l'armoire de commande = 0.8 m

L : Longueur du bureau du personnel=4m

S : épaisseur de mur = 0.3 m

d : Distance entre A.C et le premier GEP = 2 m

Lb = 4. (2.812) + (3) + 3 + 0.8 + 2*0.3 + 2 = 20.648 m

On prend une longueur recommandée **Lb=21 m**

Les détails du plan de la station de pompage et accessoires seront présentés après.

V-24. 4. Système anti-incendie

On peut utiliser des extincteurs dans chaque bureau des personne et machines, pompes d'incendies à l'extérieure de SP installée en charge, à commande manuelle avec :

Hp inc = H bat + H + pds **(V-26)**

= 6 + 3 + 1.5 = 10.5 m et Q = 120 m3/h = 17l/s

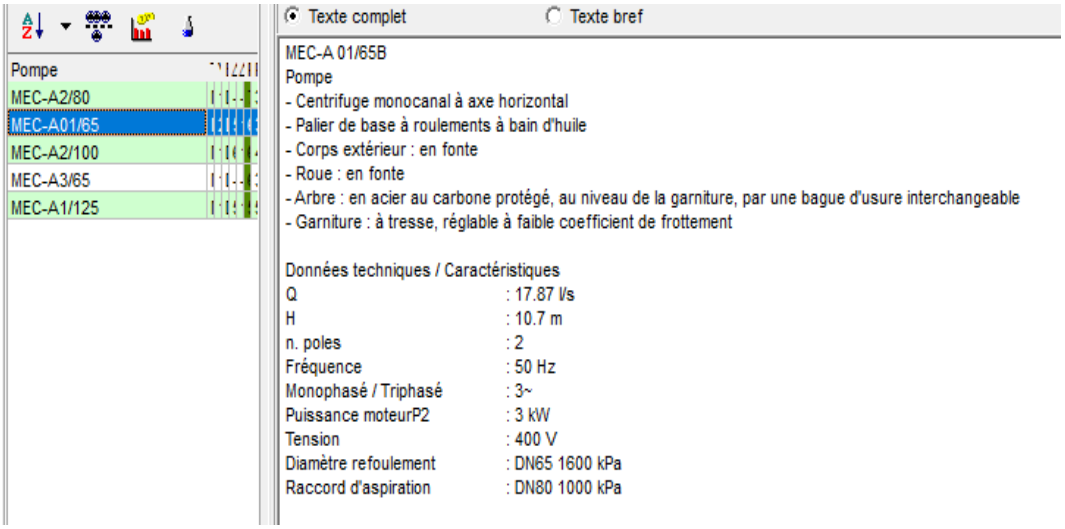


Figure V.11: Dimensions de pompe d'incendie choisie

V-24. 5. Système de levage

On opte pour un pont roulant à commande électrique car :

P = 1.15 * 2260 * 4 = 10396 kg = 10.4 tonne.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné l'intégrale de la station de pompage, en effet on a pu déterminé les pompes adéquates à cette adduction ainsi que leur nombre et on a établis les plans de la station de pompage qui a pour but de refouler un débit de 0.1753 m3/s sur une hauteur de 299.3 m.

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau de distribution

Introduction

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs tracés sur le plan de masse, ces tracés seront conçus selon la structure de l'agglomération. Nous allons, dans ce chapitre, procéder à une nouvelle conception et à une simulation hydraulique du réseau de distribution de la zone d'étude, avec le logiciel EPANET

VI-1. Choix du type de réseau de distribution

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif d'acheminer l'eau, à partir du réservoir, jusqu'aux consommateurs (fournir le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles). Ces réseaux sont classés comme suite:

VI-1. 1. Le réseau ramifié

Dans un réseau ramifié, l'écoulement de l'eau s'effectue de manière unidirectionnelle, se propageant des conduites principales aux conduites secondaires, puis aux conduites tertiaires, et ainsi de suite. Par conséquent, chaque point du réseau ne reçoit de l'eau que depuis une seule direction. Cette configuration présente l'avantage de l'efficacité économique, mais elle souffre d'un manque de fiabilité en cas de rupture d'une conduite principale, entraînant l'interruption de l'approvisionnement en eau pour tous les abonnés situés en aval.

VI-1. 2. Le réseau maillé

Un réseau maillé se compose de plusieurs segments disposés de manière à permettre la formation d'une ou de plusieurs boucles fermées en suivant son agencement. À la différence des réseaux ramifiés, les réseaux maillés garantissent une redondance de distribution en cas de défaillance d'un segment. Ils sont couramment utilisés dans les zones urbanisées et tendent à se répandre également dans les agglomérations rurales, souvent en association avec des réseaux ramifiés (en limitant le nombre de mailles tout en conservant certaines ramifications).

VI-1. 3. Le réseau étagé

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution d'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées). En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

VI-1. 4. Les réseau combiné (ramifiée et maillé)

Ce type de réseau est à privilégier en fonction de la nature de la structure de la zone à alimenter.
Pour notre étude, nous avons choisi un réseau maillé, pour les avantages suivants :
-une alimentation de retour
-plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler, et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites).
- une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau.
Et pour notre cas le réseau projeté sera totalement en PEHD.

VI-2. Conception d'un réseau

Lors de la conception d'un réseau de distribution, il est essentiel de tenir compte de divers facteurs susceptibles d'influer sur sa configuration, notamment :
La localisation des quartiers.
La localisation des consommateurs.
Le relief topographique.
La nécessité de garantir un service flexible et précis.

VI-3. Principe du tracé du réseau maillé

1- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple l'usine) ;
1-Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
2-Déterminer le sens principal de la distribution d'eau potable ;
3-Suivant ce sens tracer les conduites principales en parallèle;
3- Ces conduites principales doivent être bien reparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
4-Relier les conduites principales par des conduites secondaires pour former des mailles;
5-Ajouter des ramifications à partir d'un noeud de manière à assurer l'alimentation des consommateurs éloignés.

VI-4. Détermination des débits

VI-4.1. Les débits en route

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc}$ **(VI-1)**

Avec : Q_r : Le débit route global
Q_{cons} : Le débit consommé (heure de pointe) .
$\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés

VI-4.2.Le débit spécifique

Le débit spécifique Qsp est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons. Il est

$$Q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum li} \quad \textbf{(VI-2)}$$

Avec : Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m)
Q_r: Débit en route
$\sum li$: Somme des longueurs des tronçons. (m)

VI-4.3. Les Débits nodaux

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud ; ils sont destinés à alimenter la population répartie autour de la moitié du tronçon de conduite ayant en commun les nœuds considérés. Il est déterminé par la relation suivante :

$Q_{ni} = 0{,}5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc}$ (l / s) **(VI-3)**

Avec: Q_{ni}: le débit au noeud,
Qri-k : somme des débits route des tronçons reliés au noeud i
$\sum Q_{conc}$: La somme des débits concentrés au niveau du noeud considéré.

Ces débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution dans les deux cas : cas de pointe et cas de pointe +incendie.

VI-5. Calcul des débits

VI-5.1. Cas du court terme

VI-5.1.1. Cas de pointe

Le cas de pointe comme le montre le graphe de consommation s'effectué entre 8 heures et 12 heures.

Nous avons :

$Q_{cons} = 391.4\ m^3/h = 109\ l/s$ et $Q_{conc} = 0\ l/s$ (pas de débit concentré)

Donc : $Q_r = Q_{cons} = 109\ l/s$

$$\sum L_i = 5806 \text{ m}$$

Donc : $q_{sp} = \frac{109}{5806} = 0.0187737$ l/s/m

Finalement on a donc : $q_{sp} = 0.0187737$ l/s/m

Tableau VI-1: récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe

Q_{cons} (l/s)	109
Q_{conc} (l/s)	0
Q_r (l/s)	109
$\sum L_i$ (m)	5806
q_{sp} (l/s/m)	0.0187737

Tableau VI-2: calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

Noued	CT	tronçon début-fin	Longuer(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
1	760	1*2	900	0.018774	16.89633	19.78748
		1*3	715	0.018774	13.4232	
		1*7	493	0.018774	9.255434	
2	655	2*1	900	0.018774	16.89633	14.31495
		2*4	625	0.018774	11.73356	
3	750	3*1	715	0.018774	13.4232	21.26122
		3*5	600	0.018774	11.26422	
		3*4	950	0.018774	17.83502	
4	625	4*2	625	0.018774	11.73356	19.69361
		4*3	950	0.018774	17.83502	
		4*6	523	0.018774	9.818645	
5	760	5*3	600	0.018774	11.26422	15.01896
		5*6	1000	0.018774	18.7737	
6	643	6*4	523	0.018774	9.818645	14.29617
		6*5	1000	0.018774	18.7737	
7	820	7*1	493	0.018774	9.255434	4.627717

∑Qni= 109 l/s

VI-5.1.2. Cas de pointe + incendie

Dans ce cas, le calcul se fait de la même manière que pour le cas précédent mais on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable (densité importante) qui est le nœud n°4.

Tableau VI-3: récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe + incendie

Q_{cons} (l/s)	126
Q_{conc} (l/s)	17
Q_r (l/s)	109
$\sum L_i$ (m)	5806
q_{sp} (l/s/m)	0.0187737

Tableau VI-4: calcul des débits nodaux : cas de pointe + incendie

Noued	CT	tronçon début-fin	Longuer(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qc (l/s)	Qn (l/s)
1	760	1*2	900	0.018774	16.89633		19.78748
		1*3	715	0.018774	13.4232		
		1*7	493	0.018774	9.255434		
2	665	2*1	900	0.018774	16.89633		14.31495
		2*4	625	0.018774	11.73356		
3	750	3*1	715	0.018774	13.4232		21.26122
		3*5	600	0.018774	11.26422		
		3*4	950	0.018774	17.83502		
4	625	4*2	625	0.018774	11.73356	17	36.7
		4*3	950	0.018774	17.83502		
		4*6	523	0.018774	9.818645		
5	760	5*3	600	0.018774	11.26422		15.01896
		5*6	1000	0.018774	18.7737		
6	640	6*4	523	0.018774	9.818645		14.29617
		6*5	1000	0.018774	18.7737		
7	820	7*1	493	0.018774	9.255434		4.627717
							∑Qni= 126 l/s

VI-5.2. Cas du moyen et du long terme

VI-5.2.1. Cas de pointe

Le cas de pointe comme le montre le graphe de consommation s'effectué entre 7 heures et 9 heures.

Nous avons :

$Q_{cons} = 824.11\ m^3/h$ =229 l/s et $Q_{conc} = 0\ l/s$ (pas de débit concentré)

Donc : $Q_r = Q_{cons} = 229\ l/s$

$$\sum L_i = 23833m$$

Donc : $q_{sp} = \frac{229}{23833} = 0.00960853\ \ l/s/m$

Finalement on a donc : $q_{sp} = 0.00960853$ l/s/m

Tableau VI-5: récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe

Q_{cons} (l/s)	229
Q_{conc} (l/s)	0
Q_r (l/s)	229
$\sum L_i$ (m)	$23833m$
q_{sp} (l/s/m)	0.00960853

Tableau VI-6: récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe

Noued	CT	tronçon début-fin	Longuer(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
3	752	3*4	725	0.00960853	6.96618425	10.01689
		3*7	460	0.00960853	4.4199238	
		3*13	900	0.00960853	8.647677	
4	744	4*5	255	0.00960853	2.45017515	4.70818
		4*3	725	0.00960853	6.96618425	
5	784	5*4	255	0.00960853	2.45017515	6.442519
		5*6	545	0.00960853	5.23664885	
		5*14	541	0.00960853	5.19821473	
6	771	6*5	545	0.00960853	5.23664885	5.049283
		6*15	506	0.00960853	4.86191618	
7	830	7*3	460	0.00960853	4.4199238	8.935933
		7*8	540	0.00960853	5.1886062	
		7*12	860	0.00960853	8.2633358	
8	840	8*7	540	0.00960853	5.1886062	9.224189
		8*9	570	0.00960853	5.4768621	
		8*11	810	0.00960853	7.7829093	
9	812	9*8	570	0.00960853	5.4768621	6.793231
		9*10	844	0.00960853	8.10959932	
10	953	10*9	844	0.00960853	8.10959932	10.69429
		10*11	648	0.00960853	6.22632744	
		10*16	734	0.00960853	7.05266102	
11	945	11*8	810	0.00960853	7.7829093	13.6345
		11*10	648	0.00960853	6.22632744	
		11*12	572	0.00960853	5.49607916	
		11*17	808	0.00960853	7.76369224	
12	900	12*7	860	0.00960853	8.2633358	13.22134
		12*11	572	0.00960853	5.49607916	
		12*13	522	0.00960853	5.01565266	
		12*18	798	0.00960853	7.66760694	
13	867	13*3	900	0.00960853	8.647677	14.39358
		13*12	522	0.00960853	5.01565266	
		13*14	774	0.00960853	7.43700222	
		13*19	800	0.00960853	7.686824	
14	860	14*5	541	0.00960853	5.19821473	12.72169
		14*13	774	0.00960853	7.43700222	
		14*15	531	0.00960853	5.10212943	
		14*20	802	0.00960853	7.70604106	
15	850	15*6	506	0.00960853	4.86191618	8.92152
		15*14	531	0.00960853	5.10212943	
		15*21	820	0.00960853	7.8789946	
16	1010	16*10	734	0.00960853	7.05266102	9.084865
		16*17	497	0.00960853	4.77543941	
		16*22	660	0.00960853	6.3416298	
17	1000	17*11	808	0.00960853	7.76369224	8.047144

		17*16	497	0.00960853	4.77543941	
		17*18	370	0.00960853	3.5551561	
18	952	18*12	798	0.00960853	7.66760694	12.22685
		18*17	370	0.00960853	3.5551561	
		18*19	797	0.00960853	7.65799841	
		18*23	580	0.00960853	5.5729474	
19	985	19*13	800	0.00960853	7.686824	13.84109
		19*18	797	0.00960853	7.65799841	
		19*20	720	0.00960853	6.9181416	
		19*24	564	0.00960853	5.41921092	
20	970	20*14	802	0.00960853	7.70604106	12.64002
		20*19	720	0.00960853	6.9181416	
		20*21	499	0.00960853	4.79465647	
		20*25	610	0.00960853	5.8612033	
21	1005	21*15	820	0.00960853	7.8789946	9.176146
		21*20	499	0.00960853	4.79465647	
		21*26	591	0.00960853	5.67864123	
22	995	22*16	660	0.00960853	6.3416298	7.004618
		22*23	798	0.00960853	7.66760694	
23	1053	23*18	580	0.00960853	5.5729474	10.48291
		23*22	798	0.00960853	7.66760694	
		23*24	804	0.00960853	7.72525812	
24	1045	24*19	564	0.00960853	5.41921092	10.05533
		24*23	804	0.00960853	7.72525812	
		24*25	725	0.00960853	6.96618425	
25	1070	25*20	610	0.00960853	5.8612033	8.85426
		25*24	725	0.00960853	6.96618425	
		25*26	508	0.00960853	4.88113324	
26	1080	26*21	591	0.00960853	5.67864123	5.279887
		26*25	508	0.00960853	4.88113324	

VI-5.2.2. Cas de pointe + incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui se trouve dans POS Marechou (B) (densité importante) qui est le nœud n°12.

Tableau VI-7: récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe + incendie

Q_{cons} (l/s)	246
Q_{conc} (l/s)	17
Q_r (l/s)	229
$\sum L_i$ (m)	$23833m$
q_{sp} (l/s/m)	0.00960853

Tableau VI-8: calcul des débits nodaux : cas de pointe + incendie :

Noued	CT	tronçon début-fin	Longuer(m)	Qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qc (l/s)	Qn (l/s)
3	752	3*4	725	0.00960853	6.96618425		10.01689
		3*7	460	0.00960853	4.4199238		
		3*13	900	0.00960853	8.647677		
4	744	4*5	255	0.00960853	2.45017515		4.70818
		4*3	725	0.00960853	6.96618425		
5	784	5*4	255	0.00960853	2.45017515		6.442519
		5*6	545	0.00960853	5.23664885		
		5*14	541	0.00960853	5.19821473		
6	771	6*5	545	0.00960853	5.23664885		5.049283
		6*15	506	0.00960853	4.86191618		
7	830	7*3	460	0.00960853	4.4199238		8.935933
		7*8	540	0.00960853	5.1886062		
		7*12	860	0.00960853	8.2633358		
8	840	8*7	540	0.00960853	5.1886062		9.224189
		8*9	570	0.00960853	5.4768621		
		8*11	810	0.00960853	7.7829093		
9	812	9*8	570	0.00960853	5.4768621		6.793231
		9*10	844	0.00960853	8.10959932		
10	953	10*9	844	0.00960853	8.10959932		10.69429
		10*11	648	0.00960853	6.22632744		
		10*16	734	0.00960853	7.05266102		
11	945	11*8	810	0.00960853	7.7829093		13.6345
		11*10	648	0.00960853	6.22632744		
		11*12	572	0.00960853	5.49607916		
		11*17	808	0.00960853	7.76369224		
12	900	12*7	860	0.00960853	8.2633358	17	30.22134
		12*11	572	0.00960853	5.49607916		
		12*13	522	0.00960853	5.01565266		
		12*18	798	0.00960853	7.66760694		
13	867	13*3	900	0.00960853	8.647677		14.39358
		13*12	522	0.00960853	5.01565266		
		13*14	774	0.00960853	7.43700222		
		13*19	800	0.00960853	7.686824		
14	860	14*5	541	0.00960853	5.19821473		12.72169
		14*13	774	0.00960853	7.43700222		
		14*15	531	0.00960853	5.10212943		
		14*20	802	0.00960853	7.70604106		
15	850	15*6	506	0.00960853	4.86191618		8.92152
		15*14	531	0.00960853	5.10212943		
		15*21	820	0.00960853	7.8789946		
16	1010	16*10	734	0.00960853	7.05266102		9.084865
		16*17	497	0.00960853	4.77543941		
		16*22	660	0.00960853	6.3416298		

17	1000	17*11	808	0.00960853	7.76369224		8.047144
		17*16	497	0.00960853	4.77543941		
		17*18	370	0.00960853	3.5551561		
18	952	18*12	798	0.00960853	7.66760694		12.22685
		18*17	370	0.00960853	3.5551561		
		18*19	797	0.00960853	7.65799841		
		18*23	580	0.00960853	5.5729474		
19	985	19*13	800	0.00960853	7.686824		13.84109
		19*18	797	0.00960853	7.65799841		
		19*20	720	0.00960853	6.9181416		
		19*24	564	0.00960853	5.41921092		
20	970	20*14	802	0.00960853	7.70604106		12.64002
		20*19	720	0.00960853	6.9181416		
		20*21	499	0.00960853	4.79465647		
		20*25	610	0.00960853	5.8612033		
21	1005	21*15	820	0.00960853	7.8789946		9.176146
		21*20	499	0.00960853	4.79465647		
		21*26	591	0.00960853	5.67864123		
22	995	22*16	660	0.00960853	6.3416298		7.004618
		22*23	798	0.00960853	7.66760694		
23	1053	23*18	580	0.00960853	5.5729474		10.48291
		23*22	798	0.00960853	7.66760694		
		23*24	804	0.00960853	7.72525812		
24	1045	24*19	564	0.00960853	5.41921092		10.05533
		24*23	804	0.00960853	7.72525812		
		24*25	725	0.00960853	6.96618425		
25	1070	25*20	610	0.00960853	5.8612033		8.85426
		25*24	725	0.00960853	6.96618425		
		25*26	508	0.00960853	4.88113324		
26	1080	26*21	591	0.00960853	5.67864123		5.279887
		26*25	508	0.00960853	4.88113324		

VI-6. Le calcul hydraulique

Nous comprenons que le calcul hydraulique implique l'utilisation du débit de pointe ainsi que du débit de pointe augmenté de la demande en eau pour les incendies. C'est pourquoi nous devons respecter certaines conditions concernant les vitesses et les pressions.

VI-6.1. Conditions relatives à la vitesse

La vitesse de l'eau à l'intérieur des conduites de distribution doit se situer dans la plage de 0,5 à 2 m/s.

VI-6.2. Conditions relatives à la pression

Le réseau doit répondre aux exigences de pression suivantes :

Une charge minimale de 3 mètres doit être envisagée pour les points de prélèvement les plus élevés afin d'assurer l'intégrité de la canalisation et de ses joints.

Il convient d'éviter des pressions supérieures à 60 m, susceptibles de provoquer des anomalies telles que des fuites, ainsi que des nuisances sonores désagréables dans les installations intérieures des abonnés.

VI-6.3. Conditions spéciales d'incendie

Les canalisations alimentant les appareils d'incendie devront pouvoir fournir un débit minimal de 17 l/s . Les appareils hydrauliques utilisés par les pompiers sont soit des bouches d'incendie de (0,08 à 0,1 m) , soit des poteaux d'incendie . Ces appareils doivent être espacés de 200 à 300 m les unes des autres et être répartis suivant l'importance des risques à défendre. Si le risque est faible l'écartement pourra être porté à 400 m.

VI-7. Répartition arbitraire des débits

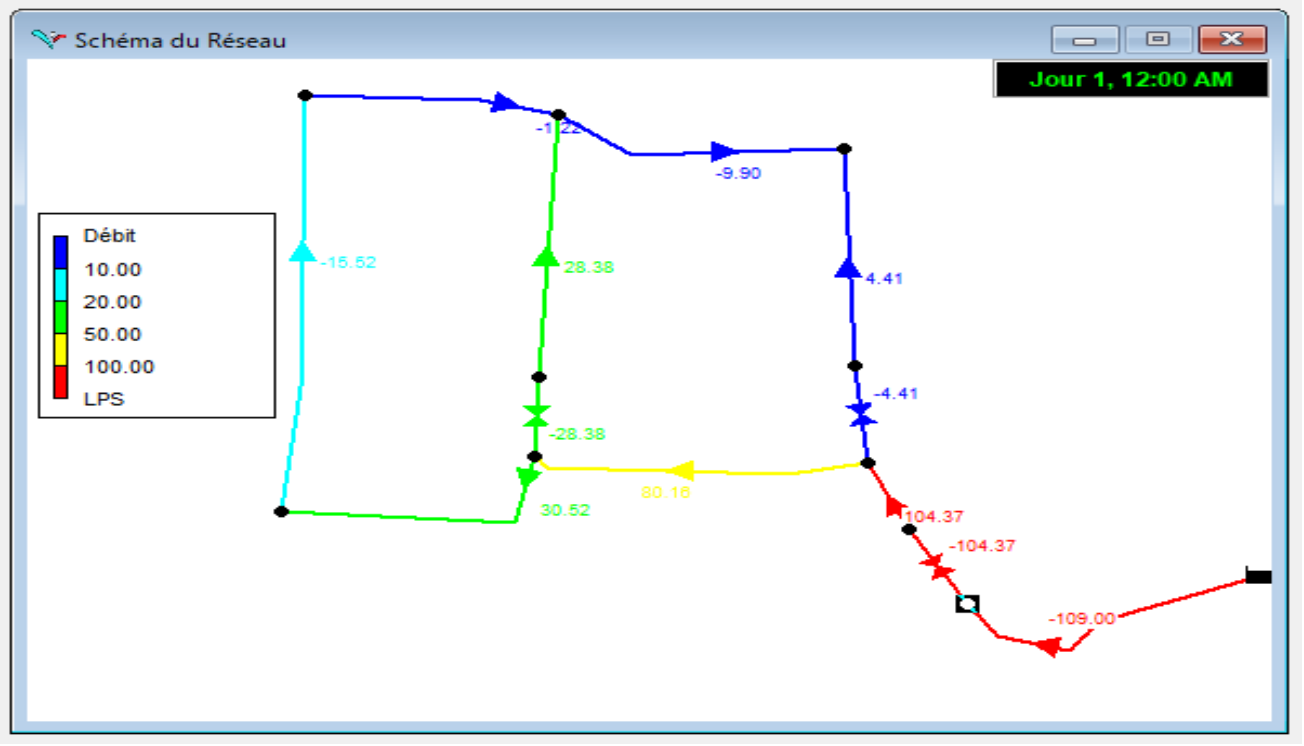
Après avoir calculé les débits aux différents nœuds du réseau, nous sommes en mesure d'effectuer une distribution provisoire des débits afin de déterminer les diamètres appropriés pour chaque tronçon. Cette méthode s'appuie sur deux principes fondamentaux :

- Premièrement, la première loi stipule qu'en tout nœud du réseau, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

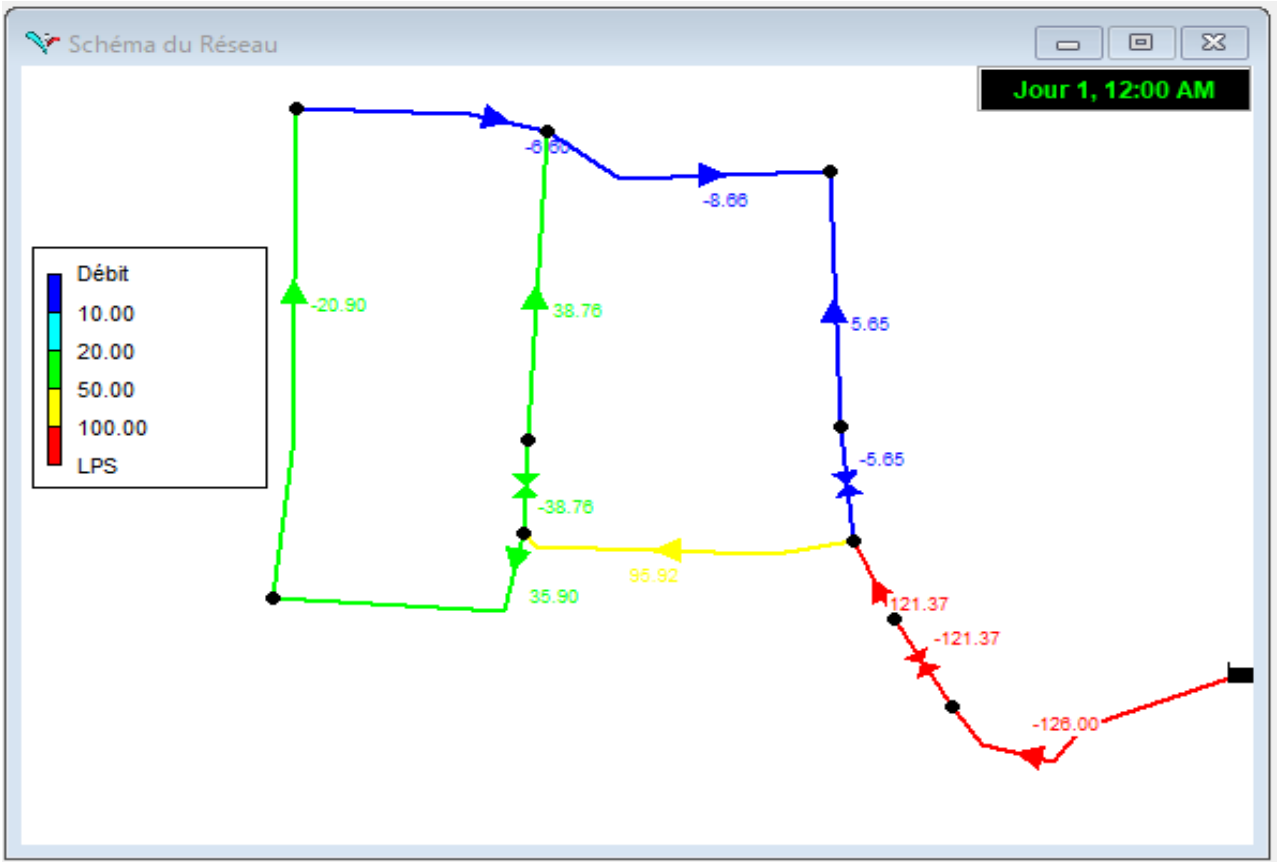
- Deuxièmement, la deuxième loi énonce que le long d'un trajet orienté et fermé (une maille), la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

La méthode d'HARDY GROSS commence par établir une répartition provisoire des débits ainsi qu'une orientation d'écoulement dans l'ensemble du réseau, tout en respectant la première loi. Cette première répartition nous permet ensuite de déterminer les diamètres, du moins de manière provisoire.

VI-7.0. Le court terme



FigureVI.1 : Répartition arbitraire des débits : cas de pointe



FigureVI.2 : Répartition arbitraire des débits : cas de pointe + incendie

VI-7.1. Détermination des diamètres et des vitesses

Connaissant le débit arbitraire nous pourrons déterminer les diamètres pour chaque tronçon du réseau à travers la formule de CHIALI :

$$D_{int} = 35.7 \times \sqrt{\frac{Q_{max}}{V}} \qquad \textbf{(VI-4)}$$

Tableau VI-9: les diamètres pour chaque tronçon du réseau à travers la formule de Chiali

Tançons	Q_{pte} (l/s)	$Q_{pte+inc}$ (l/s)	Q_{max} (l/s)	D_{int} nor (mm)pour v ≤ 0.5 (m/s)	D_{int} nor (mm)pour v ≤ 1(m/s)	D_{int} nor (mm)pour v ≤ 1.5 (m/s)
1*2	4.41	5.65	5.65	129.2	101.8	101.8
1*3	80.16	95.92	95.92	517.2	369.4	290.8
1*7	104.37	121.37	121.37	581.6	415.6	327.8
2*4	9.9	8.66	9.9	166.2	115.4	101.8
3*4	28.38	38.76	38.76	327.8	230.8	184.6
4*6	1.22	6.6	6.6	129.2	101.8	101.8
5*3	30.52	35.9	35.9	327.8	230.8	184.6
5*6	15.52	20.9	20.9	230.8	166.2	147.6
7*r1000	109	126	126	581.8	415.6	327.8

VI-7.2.Simulation par le logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression.

Il est doté d'un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

-La taille du réseau étudié est illimitée.

- Pour calculer les pertes de charge résultant de la friction, notre outil utilise les formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chezy-Manning.

- Il prend en compte les pertes de charge singulières engendrées par des éléments tels que les coudes et les tés.
- Il permet de modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il est capable de calculer la consommation énergétique d'une pompe ainsi que son coût d'exploitation.
- Il offre la possibilité de modéliser divers types de vannes, notamment des clapets anti-retour, des vannes de régulation de pression ou de débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent revêtir différentes formes, y compris des variations de diamètre en fonction de la hauteur.
- Il prend en compte diverses catégories de demandes aux nœuds, chacune ayant sa propre modulation.
- Il permet de modéliser des consommations influencées par la pression, par exemple, dans le cas des buses.
- Le fonctionnement de la station de pompage peut être commandé par des systèmes de contrôle simples (basés sur des horaires de marche/arrêt en fonction du niveau des réservoirs) ou des systèmes de contrôle plus complexes.

NB : Nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbach pour calculer les pertes de charge. Après plusieurs essais de simulation visant à respecter les normes en matière de pression et de vitesse, nous présentons ci-dessous les résultats de la répartition finale des débits, des pressions et d'autres paramètres dans le tableau suivant :

Tableau VI-10: Vitesses et pertes de charge pour les différents tronçons (cas de pointe).

ID arc	Longueur (m)	Diamètres (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	P.d.c (m/km)
Tuyau 5	600	207.8	31.85	0.94	7
Tuyau 6	1000	101.8	-16.85	2.07	86.94
Tuyau 19	523	101.8	-2.55	0.31	2.08
Tuyau 7	715	258	80.05	1.53	13.93
Tuyau 9	625	101.8	-9.79	1.2	29.51
Tuyau 14	533	369.4	-109	1.02	3.89
Tuyau 21	493	290.8	104.37	1.57	12.56
Tuyau 23	900	101.8	4.52	0.56	116.57
Tuyau 24	950	147.6	26.93	1.57	30.65
Vanne 8		290.8	-104.37	1.57	57.86
Vanne 10		101.8	-4.52	0.56	15.72
Vanne 11		147.6	-26.93	1.57	63.11

Tableau VI-11: Pressions au niveau des nœuds (cas de pointe).

ID nœud	Altitude	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N4	643	14.3	702.78	59.78
N7	655	14.31	683.24	28.24
N8	760	15	789.72	29.72
N43	750	21.26	793.92	43.92
3	648	19.7	701.69	53.69
2	760	19.8	803.88	43.88
6	820	4.63	867.93	47.93
8	790	0	810.07	20.07
9	760	0	788.16	28.16
10	710	0	730.80	20.8
Bâche 4	870		870	

VI-7.2.1 Interpretation des résultats

- La simulation montre que la majorité des vitesses sont acceptable entre 0.56 m/s et 1,57 m/s, chose qui permet le bon fonctionnement du réseau.
- Les résultats du tableau montrent que les pressions sont bien réparties dans le réseau, elles sont acceptables. Leurs valeurs varient entre 20 et 60 m.c.e ce qui permet d'assurer une meilleure alimentation de notre ville en heures de pointe.

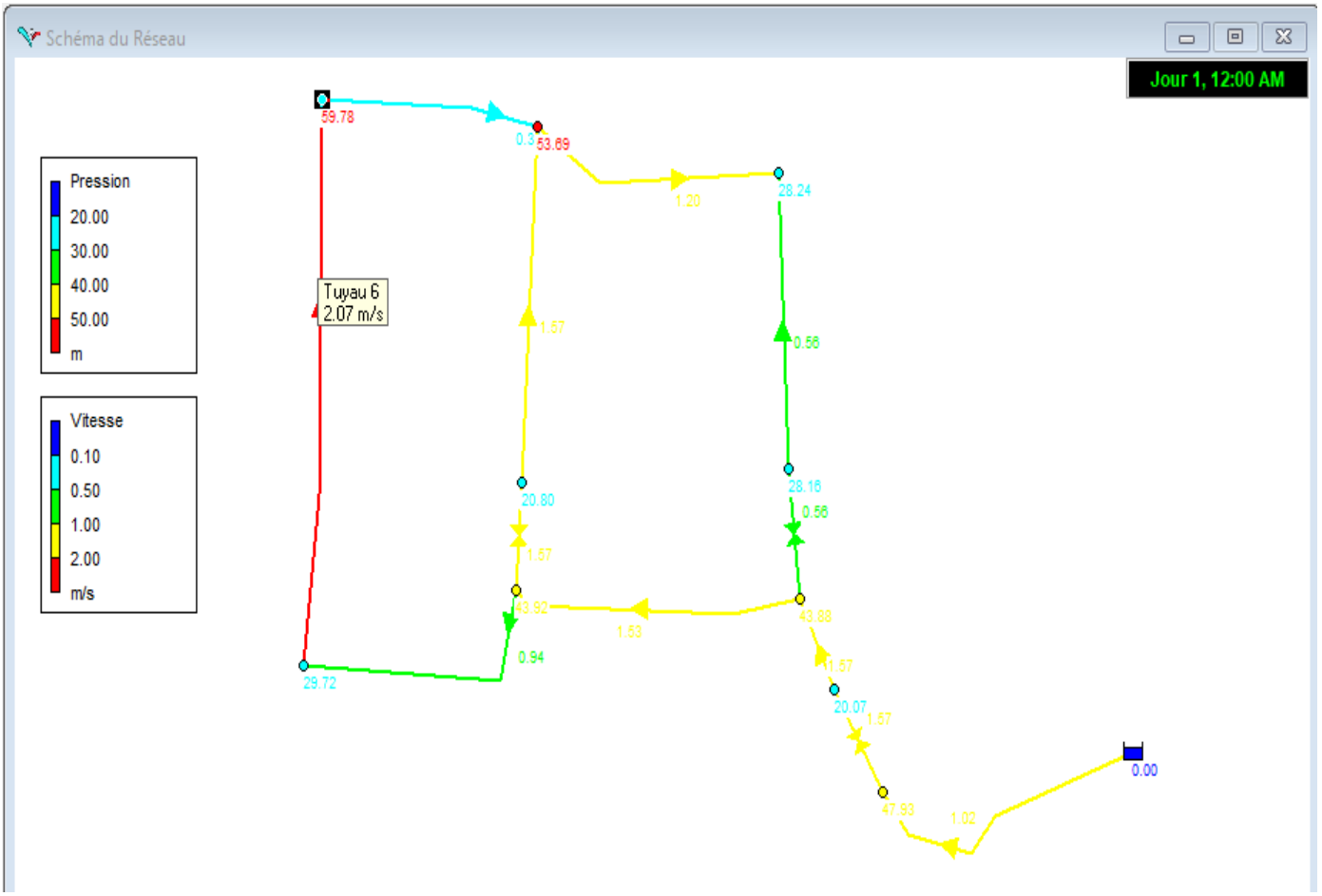


Figure VI.3 : Vitesses et pressions pour le cas de Pointe.

Tableau VI-12: Vitesses et pressions dans les différents tronçons (cas de pointe + incendie).

ID arc	Longueur (m)	Diamétre(mm)	Q (l/s)	V (m/s)	P.d.c (m/km)
Tuyau 5	600	207.8	37.6	1.44	9.7
Tuyau 6	1000	101.8	-22.59	1.48	102
Tuyau 19	523	101.8	-8.29	0.18	21
Tuyau 7	715	258	95.74	1.85	18
Tuyau 9	625	101.8	-8.48	1.19	20.11
Tuyau 14	533	369.4	-126	1.72	5.14
Tuyau 21	493	290.8	121.37	1.59	15.3
Tuyau 23	900	101.8	5.83	0.48	120.45
Tuyau 24	950	147.6	36.88	2.02	49.5
Vanne 8		290.8	-121.37	1.59	78.352
Vanne 10		101.8	-5.83	0.48	26.57
Vanne 11		147.6	-36.88	2.02	80.75

Tableau VI-13: Pressions au niveau des nœuds (cas de pointe + incendie).

ID nœud	Altitude	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N4	643	14.3	720.9	77.9
N7	655	14.31	702.84	47.84
N8	760	15	776.67	16.67
N43	750	21.26	781.69	31.96
3	648	19.7	721.3	73.3
2	760	19.8	796.77	36.77
6	820	4.63	862.33	42.33
8	790	0	802.88	12.88
9	760	0	785.01	25.01
10	710	0	760.93	40.93
Bâche 4	870		870	

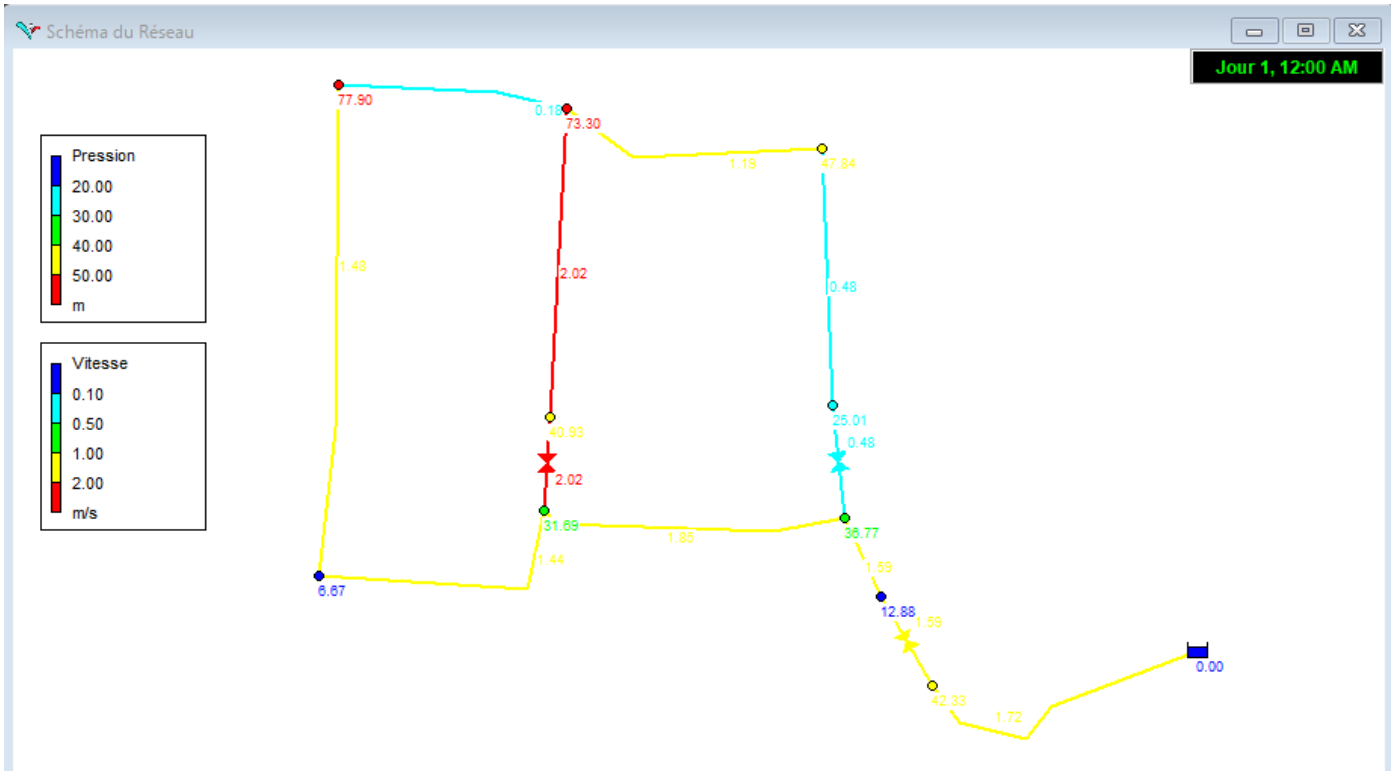


Figure VI.4 : Vitesses et pressions pour le cas de Pointe + incendie.

VI-7.2.2 Le moyen + long terme

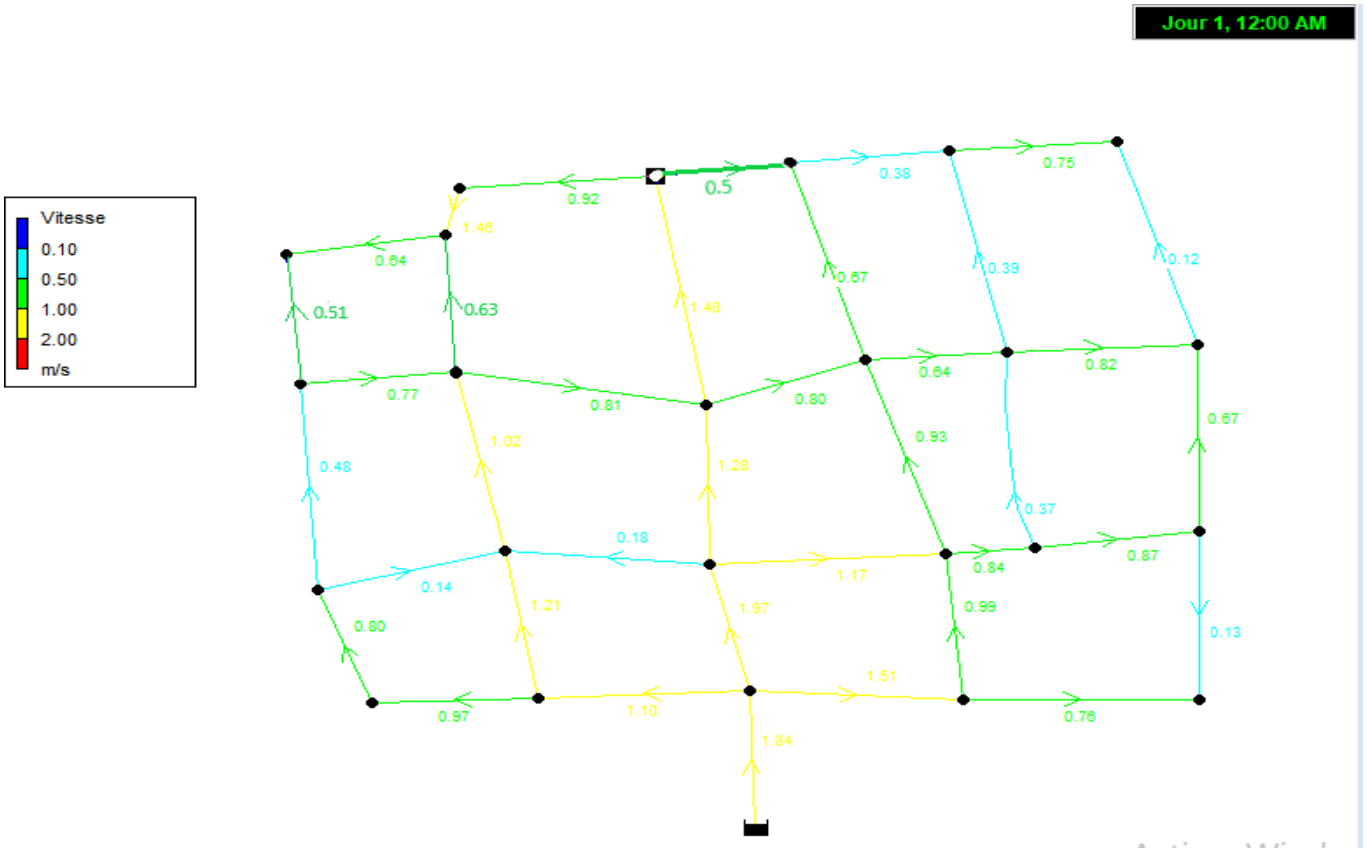


Figure VI.5 : Distribution des vitesses pour le cas de pointe.

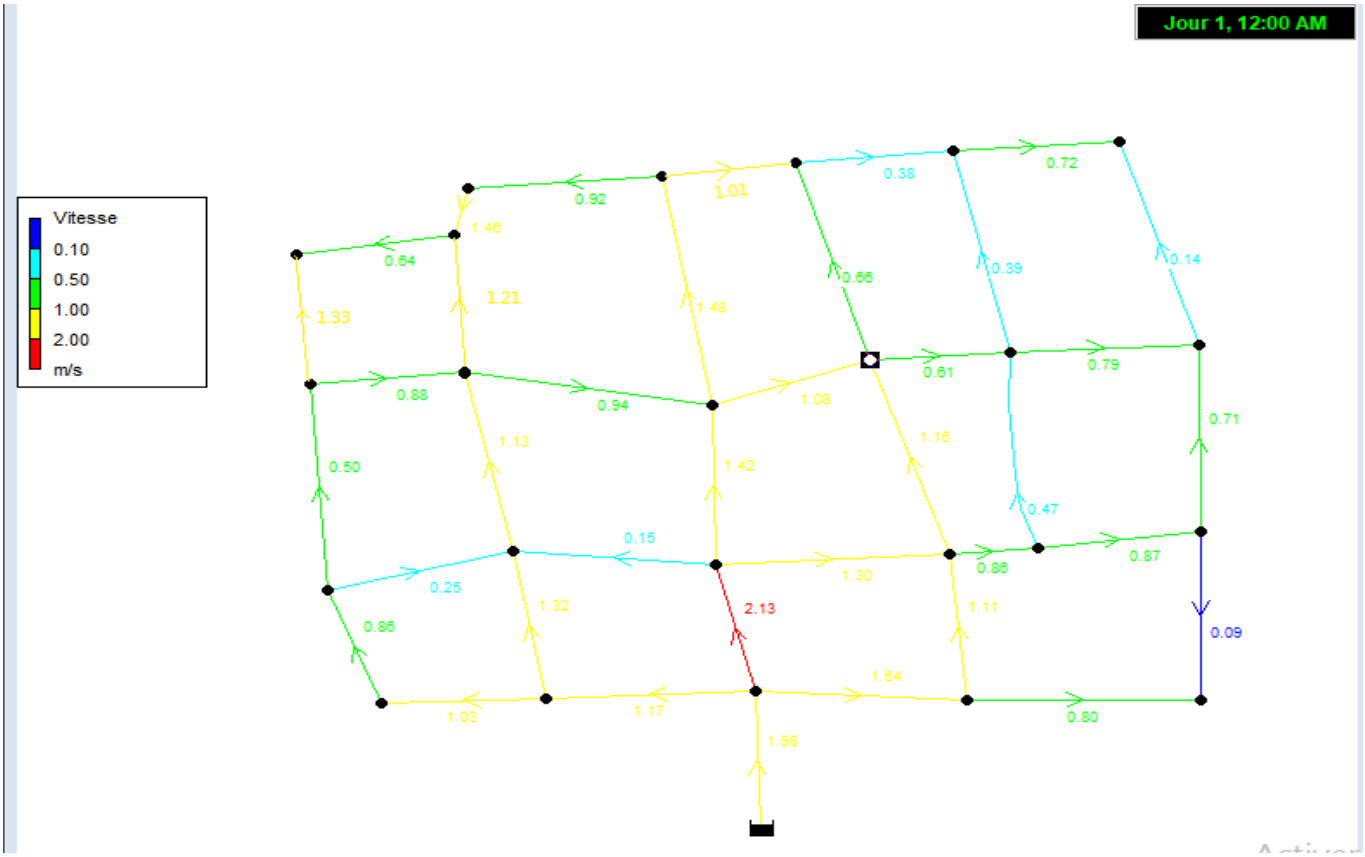


Figure VI.6 : Distribution des vitesses pour le cas de pointe + incendie.

Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau avec le logiciel EPANET qui donne des résultats acceptables, on a utilisé comme accessoires des réducteurs de pressions de différents types pour réduire les pressions qui sont trop élevées à cause de la grande dénivelée et nous prévoyons des vidanges et des nettoyages réguliers au niveau des tronçons qui présentent des vitesses de moins de 0.5m/s.

Chapitre VII :
Protection des conduites et accessoires

Introduction

Le but de ce chapitre est de donner une idée sur la pose de canalisation et indiquer les différents accessoires devant être placés le long de l'adduction et de la distribution, ainsi que la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier et la corrosion pour assurer la stabilité et la durabilité de la conduite c'est-à-dire une longue durée de vie du projet .

VII-1. Pose de canalisation

VII-1.1. Différents types de pose de conduites

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie de notre terrain et des différents types rencontrés :

- ✓ Pose en terre ;
- ✓ Pose en mauvais terrains ;
- ✓ Pose en galerie ;
- ✓ Pose en pentes ;
- ✓ Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- ✓ Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- ✓ Passage de ponts ;

La canalisation est installée dans une tranchée dont la largeur minimale est de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'une couche de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm, soigneusement nivelée. Avant la mise en place de la canalisation dans la tranchée, un tri des conduites est effectué pour éliminer celles qui présentent des chocs, des fissures, etc. Ensuite, la descente de la canalisation dans la tranchée est réalisée soit manuellement, soit mécaniquement, de manière lente. Lorsque des joints soudés doivent être réalisés, cette opération est de préférence effectuée au fond de la tranchée en utilisant des dispositifs tels que des butées de terre ou des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée pour caler la canalisation.

VII-2. Butées et amarrage

Il s'agit d'une configuration particulière couramment employée lors de l'installation de conduites pour gérer les changements de direction. Dans le but de garantir la stabilité et de résister aux forces exercées par les pressions de l'eau au niveau des coudes, des revêtements et des extrémités susceptibles de subir des ruptures, il est nécessaire de construire des massifs en béton. Ces massifs, par leur poids, empêchent le déboîtement des joints.

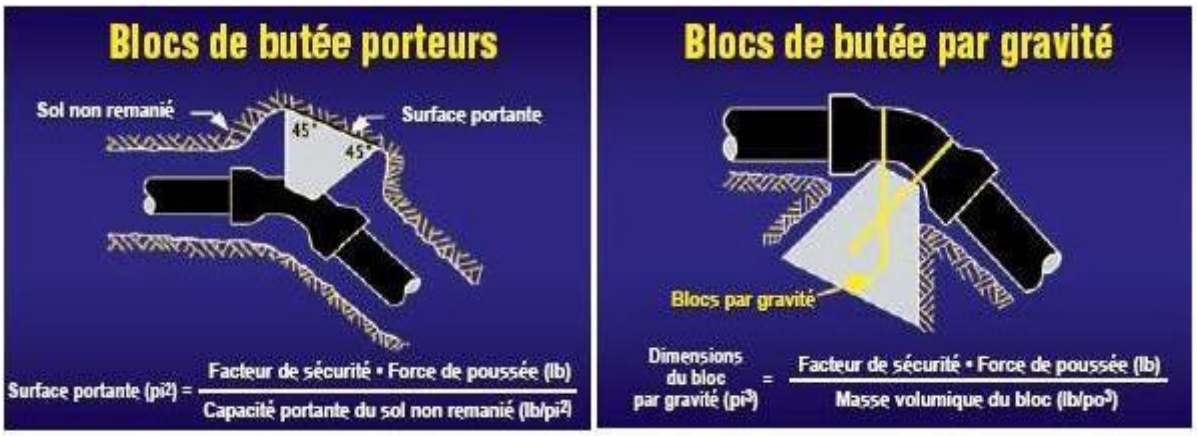


Figure VII.1: Les butées (Guide DIPRA)

VII-3. Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subis des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au-dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

VII-4. Epreuve des joints et des canalisations principales

Ces épreuves sont des tests de mise sous pression conçus pour vérifier l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Après une mise sous pression préalable de 5 minutes, effectuée à la pression d'épreuve, les purges situées à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre sont ouvertes. Cette étape vise à vérifier l'absence d'obstacles (robinets, vannes fermées) à la montée en pression sur l'ensemble du tronçon soumis à l'épreuve. La pression est ensuite rétablie à la pression d'épreuve, et ce, pendant la durée prescrite. Toutes les mesures sont prises pour minimiser les coups de bélier dans la conduite. Le tronçon est maintenu sous pression pendant 30 minutes, au cours desquelles la diminution de pression ne doit pas excéder 20 kPa.

VII-5. Essai général du réseau

Avant la réception provisoire des travaux, le réseau est soumis à une épreuve de mise en pression globale. Pour ce faire, les robinets et vannes de branchement et de raccordement sont fermés, et la pression est maintenue à l'aide du réservoir pendant une période de 48 heures. Au cours de cette épreuve, toute perte par rapport à la capacité du réseau est surveillée, et elle ne doit pas excéder 2%.

VII-6. Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- ✓ Assurer un bon écoulement ;
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations ;
- ✓ Changer la direction ;
- ✓ Raccorder deux conduites ;
- ✓ Changer le diamètre ;
- ✓ Soutirer les débits.

VII-6. 1. Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.
On distingue :

VII-6. 1.1. Robinet vanne à coin (à opercule)

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin. A partir de certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions quand on veut manœuvrer l'opercule à partir de la position fermée.

VII-6. 1.2. Vannes papillons

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Elles sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

- ✓ A partir de D (200-300) mm, les RV de deux types sont motorisés .
- ✓ Les vannes papillons sont plutôt pour les gros diamètres D(350)mm et plus
- ✓ La distance qui sépare les vannes d'isolement doit être dans les conduites mise hors service de 200 à 250 m à ne pas dépasser et dans les conduites principales à 300 à 350 m.
- ✓ Le nombre de vanne = (nombre de branchements – 1)

- ✓ Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- ✓



Figure VII.2: Robinet vanne à opercule (d'après W.A.E)

- ✓ Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

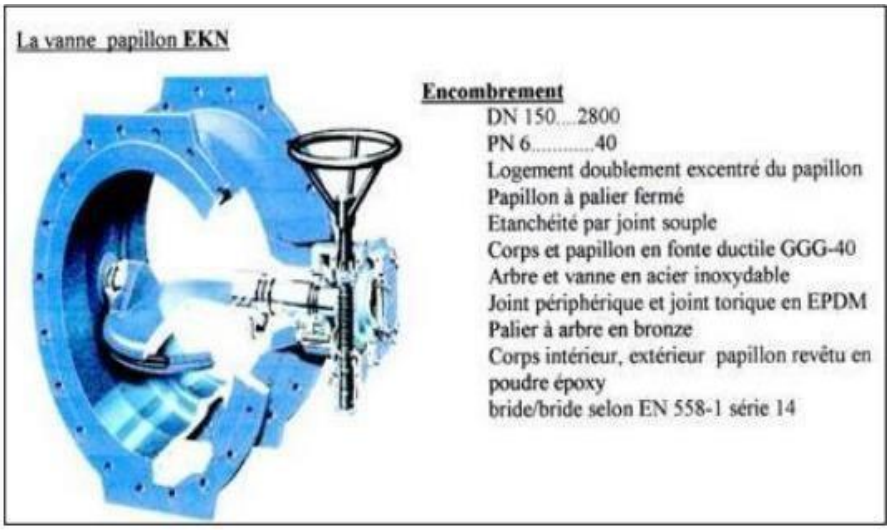


Figure VII.3: Robinets vanne papillon (D'après W.A.E)

VII-6. 1.3. Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé et avant la vanne de sectionnement en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fosse ou en plein air (cas d'une conduite compagne).

Les RV de petites dimensions, de branchement, sectionnement sont placés sous des bouches à clé par rapport au sol,

Les RV de gros diamètres sont posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VII-6. 1.4. Vanne d'altitude

Placée à l'entrée d'un réservoir pour éviter le débordement.

VII-6. 2. Clapets anti retour

C’est un accessoire permettant l’écoulement du liquide dans un seul sens. On prévoit l’installation d’un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe et sur les canalisations de distribution.



Figure VII.4: Clapet anti retour top stop (D’après W.A.E)

VII-6. 3. Ventouses

L'élimination de l'air dans le système est réalisée à l'aide d'une ventouse, pouvant être de type manuel ou automatique, qui est installée aux points les plus élevés du réseau. Une ventouse manuelle se présente comme un robinet basique que l'on actionne périodiquement. En revanche, les ventouses automatiques sont conçues pour expulser l'air dès qu'une poche d'air notable se forme dans le système. Toutes ces ventouses sont positionnées dans des regards accessibles, et leur bon fonctionnement doit faire l'objet de vérifications régulières. Les ventouses automatiques, en plus d'éliminer les poches d'air pendant le fonctionnement normal, permettent également d'évacuer l'air lors du remplissage initial du système de canalisation. De manière réciproque, elles permettent l'admission d'air lors de la vidange intentionnelle du réseau, évitant ainsi de créer une dépression dans la canalisation.



Figure VII.5: Ventouse triple fonction VAG DUOJET (D’après document W.A.E)

VII-6. 5. Poteaux et bouches d’incendie

Les bouches ou les poteaux d’incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d’assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m répartis suivant l’importance des risques imprévus. Pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d’incendie vides de toute eau.



Poteau d'incendie

- Construction en fonte FGL 20 et fonte GS 40
- Prise et bouchons en alliage d'aluminium
- Vidange automatique avec soupape d'entrée d'air
- Admission à bride ISO PN 10/16 de 100 mm
- Prise: l symétrique de 100 et 2 symétriques de 65
- Nombre de tours: 13 ± 0,5 tours
- Manoeuvre: par volant 0 250 mm
- Sens de fermeture: sens horloge

INSTALLATION

1- Robinet vanne à opercule métallique court

- DN 100 PN 16
- Admission à bride PN 10/16 de 100 mm
- Poids: 30 kg
- Manoeuvre par volant 0250 mm

2- Robinet vanne à opercule métallique long

- DN 100 PN 16 .
- Admission à bride PN 10/16 de 100 mm
- Poids 33,5 kg
- Manoeuvre par volant 0 2?0 mm

3- Coude à patin

- Admissible à bride PN 10/16 de 100 mm
- Poids: 23 kg

Figure VII.6: Le poteau d'incendie(https://www.poval.dz/p-incendie1.html)

VII-6. 6. Réducteur de pression aval

Un dispositif de régulation de pression comprend systématiquement un clapet mobile ainsi que un ou plusieurs ressorts réglables qui exercent une force sur le clapet, le poussant dans la direction de l'ouverture. Si, par exemple, la pression en aval chute en dessous de la valeur cible, les ressorts provoquent l'ouverture du clapet. En revanche, lorsque la pression en aval atteint la valeur prédéfinie, le clapet se referme. Il est recommandé de positionner ce type de dispositif entre deux robinets-vannes et d'installer un by-pass équipé d'une vanne normalement fermée en parallèle. Ce dispositif permet de mettre l'appareil hors service, que ce soit pour effectuer une éventuelle réparation ou en cas d'incendie, afin de maintenir une pression élevée dans le réseau.

- Les réducteurs de pression aval sont utilisés pour limiter la pression dans les canalisations présentant une pente importante.
- Les réducteurs de pression amont pour maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.

VII-6. 7. Moyens anti-bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a. Cheminée d'équilibre
b. Volant d'inertie
c. Soupape de décharge
d. Réservoirs d'air

VII-6. 8. By-pass

Le by-pass est mis en place pour accomplir plusieurs fonctions essentielles, à savoir :

- Faciliter la manipulation de la vanne à fermeture lente.
- Permettre le remplissage progressif de la conduite avant sa mise en service, à un débit réduit.
- Connecter la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre configuration, les by-pass sont installés en parallèle avec les vannes de sectionnement situées le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour satisfaire les deux premières fonctions, et au sein de la chambre de vannes pour accomplir la troisième fonction.

VII-6. 9. Crépines

La crépine a pour fonction principale de prévenir l'introduction fortuite de débris solides dans la pompe. Elle se compose d'un cylindre perforé qui bloque le passage des objets indésirables. Il est essentiel de

noter que la crépine doit toujours se trouver complètement immergée pour éviter l'entrée d'air non souhaitée (une marge adéquate doit être prévue pour prévenir la formation de vortex) et être positionnée à environ 0,5 mètre au-dessus du fond du puisard.

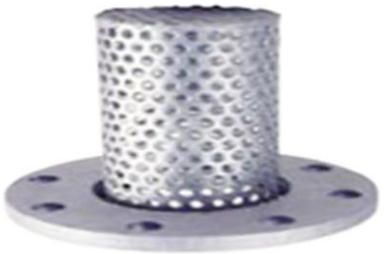


Figure VII.7: Crépine (MFE de cote 1-0027-12)

VII-6. 10. Joints de raccordement

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints les plus utilisés dans notre cas sont

- ✓ le joint à emboîtement à soudure;
- ✓ le joint automatique;
- ✓ le joint gibault;
- ✓ le joint verrouille;
- ✓ les joints mécaniques;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

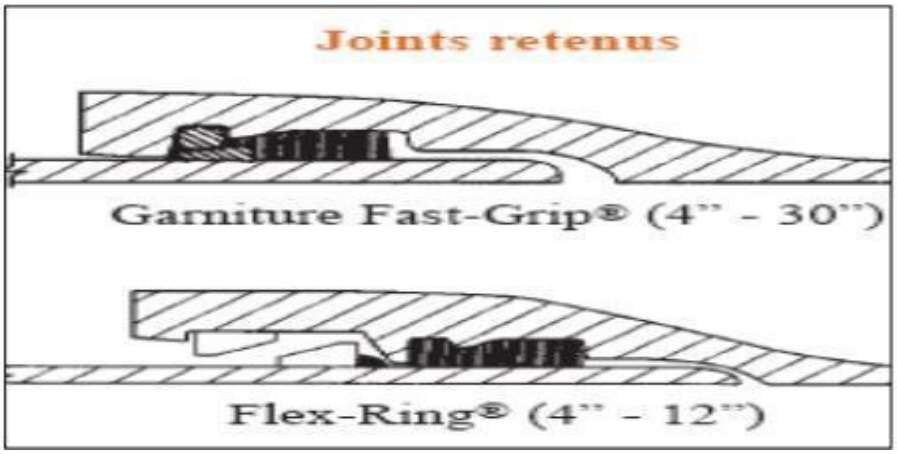


Figure VII.8: joints pour canalisations en fonte (D'après Guide DIPRA).

VII-6. 11. Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet…) et au niveau de certains joints.

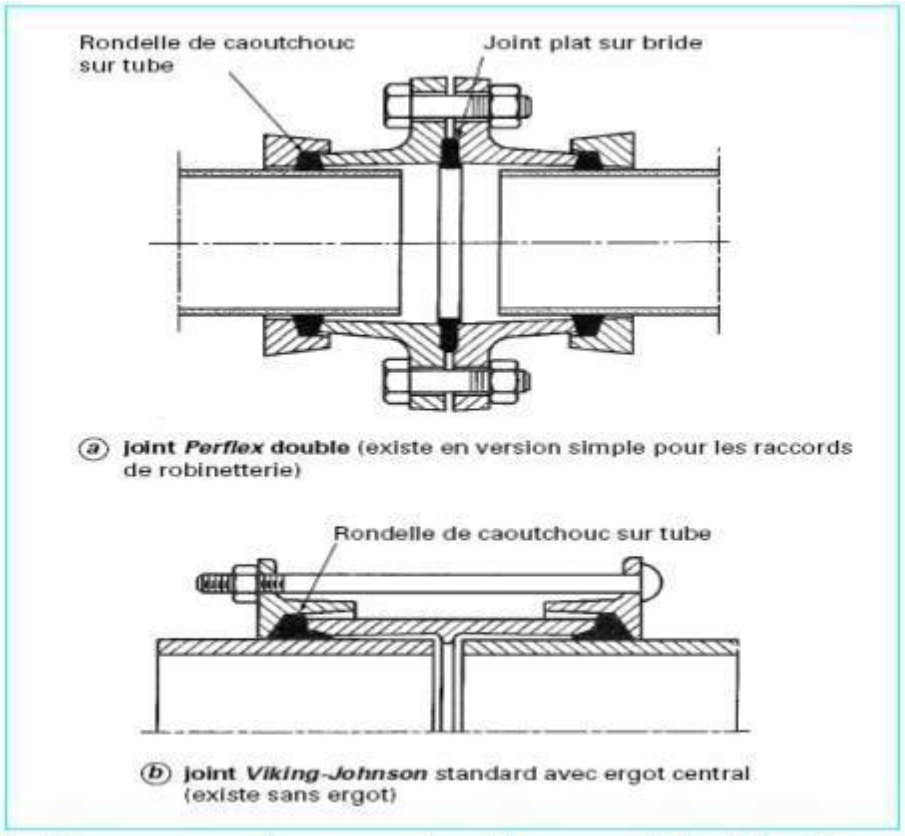


Figure VII.9: Joints pour canalisations en fonte (Document de Société wallonne des eaux)

VII-6. 12. Organes de mesure

VII-6. 12. 1.Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- ✓ Le diaphragme ;
- ✓ Le venturi ;
- ✓ La tuyère.

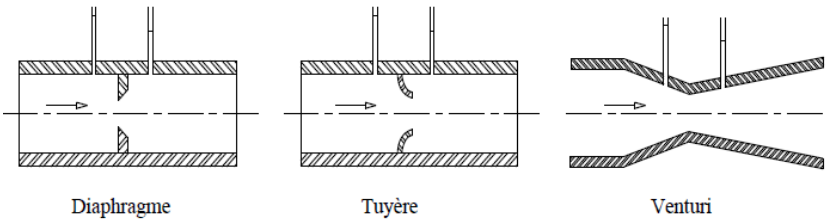


Figure VII.10: Débitmètres

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression .La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

VII-6. 12. 2.Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

✓ Manomètres à jet unique: Les manomètres à turbine jet unique ont fait leurs preuves des millions de fois. Ce sont des compteurs à cadran totalement sec muni d'une tête rotative facilitant la lecture dans tous les montages à des températures de SO°C ou 100°e.

✓ Manomètres à jet multiple.

✓ Manomètres Woltman.

On peut trouver des manomètres : à soufflet, capsule, membrane.



Figure VII.11: Manomètres (d'après document W.A.E)

VII-7. Pièces spéciales

VII-7. 1. Organes de raccordement

Les dispositifs de raccordement revêtent une importance capitale dans les cas suivants :

- La déviation d'une fraction du débit.
- L'introduction d'un débit additionnel dans la conduite ou son prélèvement.
- La modification du diamètre de la conduite.
- L'installation et le retrait d'accessoires.
- Le changement de direction de la conduite.

VII-7. 2. Coudes sont des accessoires utiles, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés. On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de :

$\frac{1}{4}(90°)$; $\frac{1}{8}(45°)$; $\frac{1}{16}(22° 30')$; $\frac{1}{32}(11° 15')$.



Figure VII.12: Les différents coudes

VII-7. 3. Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue:

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes a emboîtement et bride.



Figure VII.13: Cône de réduction

VII-7. 4. Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire.



Figure VII.14: Les différents TE

VII-7. 5. Les croix de jonction

Ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires. Les deux manchons des croix peuvent avoir des diamètres différents, et peuvent être à brides complètement ou à manchons et à brides. On les trouve dans les réseaux maillés beaucoup plus.

VII-7. 6. Les manchons

Ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages. On peut trouver à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboitements , emboitement et bout lisse , à brides …etc. .

.



Figure VII.15: Manchon



Figure VII.16: manchon électro-soudable

VII-8. Protection des conduites contre le coup de bélier

VII-8. 1. Définition

Le coup de bélier, en tant que situation spécifique dans les régimes transitoires, se caractérise par des oscillations qui surviennent dans les conduites en charge, qu'elles soient soumises à un écoulement gravitaire ou sous pression. Le terme "coup de bélier" fait également référence à un écoulement liquide non permanent accompagné de variations significatives de pression et de vitesse, susceptibles de causer d'importants dommages matériels.

VII-8. 2. Causes du coup de bélier

Les principales causes à l'origine de ce phénomène sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes situées sur les conduites en charge, qu'elles soient soumises à un écoulement gravitaire.
- L'arrêt soudain ou le démarrage de l'une ou plusieurs des pompes électriques alimentant une conduite de refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'Alimentation en Eau Potable (AEP).
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage, qui demeure la cause la plus fréquente du coup de bélier..

VII-8. 3. Les risques dus aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de vitesses). Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs considérables entraînant la détérioration des conduites, en absence de mesure de protection.

Risque de forte pression

Pression négative

Fatigues des conduites.

VII-8. 4. Les remèdes

- Dimensionnement correct de la conduite tenant compte de la valeur majorant du coup de bélier
- Etudier et dimensionner les moyens anti-béliers pour :
  - Atténuer les suppressions et les dépressions.
  - Economie dans la fabrication des tuyaux

VII-8. 5. Moyen de protection contre le coup de bélier

Il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- Protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facile à contrôler.
- Utilisé, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

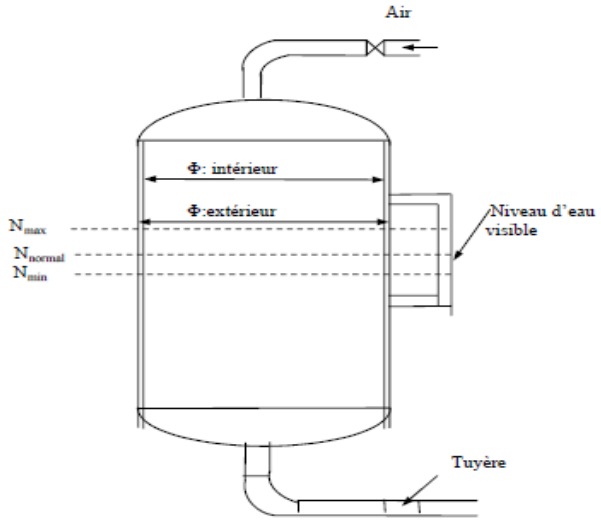
VII-8. 6. Calcul du réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement ainsi que le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**
- **Méthode de BERGERON**
- **Méthode de SALAH.B**

Comme étranglement à la base de la cloche, on a choisi la tuyère qui fonctionne au retour de l'eau comme un ajutage rentrant de BORDA et permet théoriquement d'avoir une perte de charge quatre (4) fois plus grande au retour que l'aller.



VII-8. 6. 1.Calcul de la célérité

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr **(SALAH. B)** pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \upsilon_m^2) * (1 - \upsilon_s)}{(1 - \upsilon_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \upsilon_s)}}} \quad \textbf{(VII-1)}$$

Avec :

C: célérité d'onde 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
Em : module de Young du matériau de la conduite ;
Em = $1.2*10^9$ pour le PEHD.
Em = $2*10^{11}$ pour l'acier.
Em = $1*10^{11}$ pour la fonte.
Es : module de Young du sol ; Es = $2*10^8$ Pascal.
υm : coefficient de poisson du matériau. υm=0.45 (PEHD) , υm=0,46 (acier) , υm=0,3 (fonte)
υs : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. υs=0.33
em : Epaisseur de la conduite (m).
a : rayon intérieur de la conduite (m).
Remarque : Concernant les caractéristiques des matériaux et de sol, voir les annexes.

VII-8. 6. 2.Calcul des réservoirs d'air avec la méthode de Vibert

Utilisons la méthode de VIBERT **:**

- ✓ La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = H_g + \frac{C*V_0}{g} \qquad \textbf{(VII-2)}$$

V0: vitesse moyenne de refoulement en (m/s).
g: l'accélération de pesanteur.

- ✓ La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10 \qquad \textbf{(VII-3)}$$

- ✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C*V_0}{g} \qquad \textbf{(VII-4)}$$

On a :

$\frac{Z_{max}}{Z_0}$

$h_0 = \frac{{V_0}^2}{2*g} \rightarrow \frac{h_0}{Z_0}$

⇒ Abaque de VIBERT ⇒ $\frac{U_0}{LS}$; $\frac{Z_{min}}{Z_0}$

$U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}}$; Umax: volume du réservoir d'air.

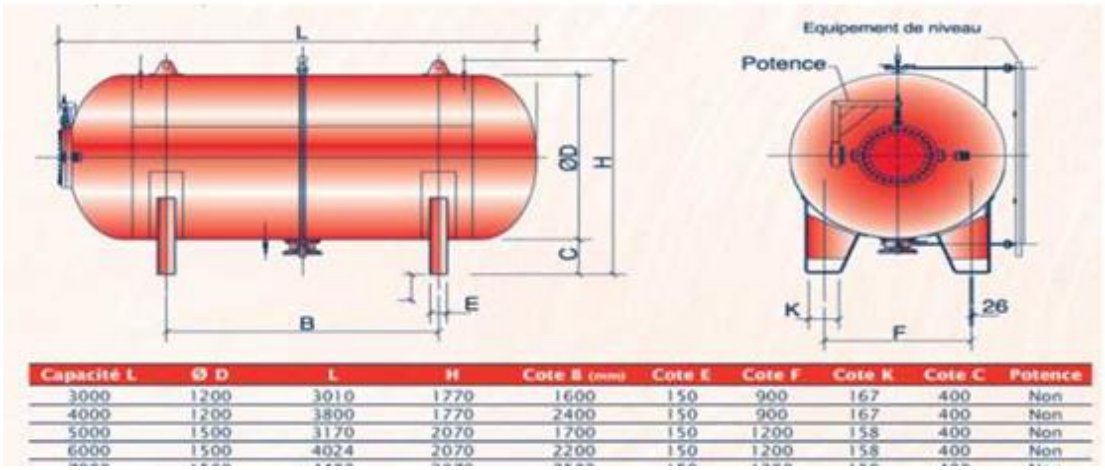
VII-8. 6. 3.Application

Tableau VII-1: Calcul des réservoirs d'air

Paramètres	SP1 – R1000	SP2 – R3000
C	$496\frac{m}{s}$	$1350\ \frac{m}{s}$
V_0	2.2 m/s	1.82 m/s
Z	273.23 m	526.45 m
Z0	162 + 10 = 172	286
Zmax	283.23 m	536.45
$\frac{Zmax}{Z_0}$	1.65	1.9
h_0	0.25	0.17
$\frac{h_0}{Z_0}$	$1.45*10^{-3}$	$5.95*10^{-4}$
$\frac{U_0}{LS}$ (abaque de vibert)	$1.5*10^{-2}$	$4*10^{-3}$
$\frac{Zmin}{Z_0}$	0.65	0.59
U0	2168 l	943 l
Umax	$\frac{2168}{0.65}$ = 3335 litres	1598 litres
Umax majorée de 30%	4335,5	1917
V normalisé	5000 litres	2000

VII-8. 7. Installation du réservoir d'air

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son GC



Capacité L	Ø D	L	H	Cote B (mm)	Cote E	Cote F	Cote K	Cote C	Potence
3000	1200	3010	1770	1600	150	900	167	400	Non
4000	1200	3800	1770	2400	150	900	167	400	Non
5000	1500	3170	2070	1700	150	1200	158	400	Non
6000	1500	4024	2070	2200	150	1200	158	400	Non

Figure VII.17: Choix du ballon anti bélier

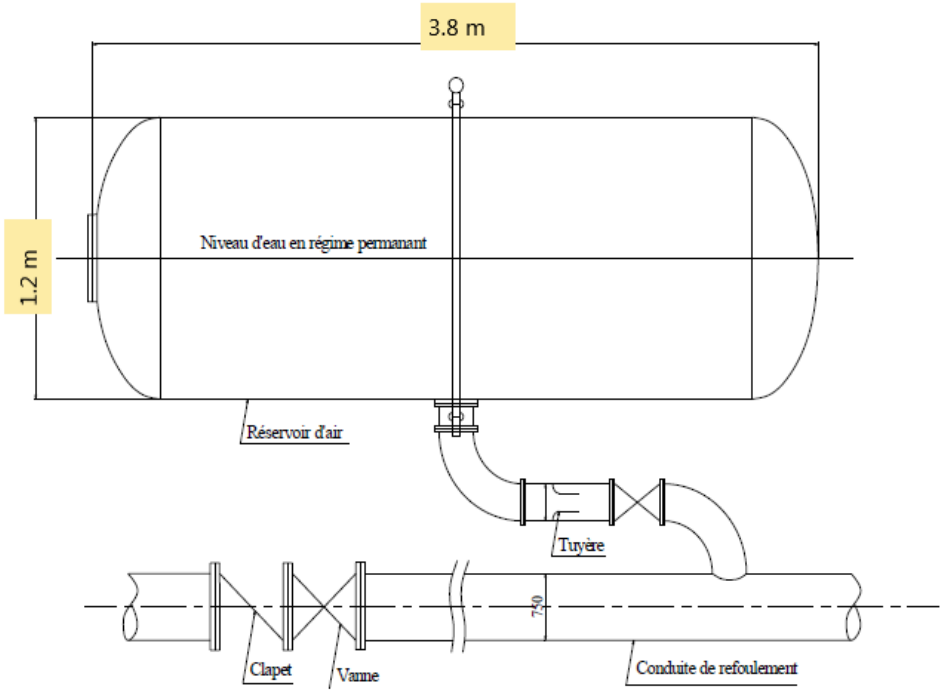


Figure VII.18: Schéma d'installation du réservoir d'air

VII-8. 8. Protection mécanique

VII-8. 8. 1.Massifs de butée

L'analyse du comportement d'un réseau de distribution d'eau sous pression met en évidence que les contraintes se concentrent principalement sur certains composants, notamment les coudes, les tés, les cônes et les plaques pleines. Afin de contrebalancer la poussée hydraulique pouvant entraîner le désassemblage de l'un ou plusieurs de ces composants, des massifs en béton, caractérisés par une masse volumique spécifique, sont disposés de manière opposée et perpendiculaire à la direction de la poussée.

VII-8. 8. 2.Calcul des poussées

Dans le calcul des poussées, les efforts résultant de l'écoulement de l'eau ne sont pas pris en considération, car ils sont négligeables compte tenu des vitesses typiquement observées dans les réseaux (inférieures à 3 m/s). Seule la poussée hydrostatique de l'eau sur les pièces spéciales mentionnées précédemment est à prendre en compte. Les calculs des poussées sont effectués en utilisant l'expression suivante :

$$\textbf{Force} = k \times \textbf{Pression} \times \textbf{Surface} \qquad \textbf{(VII-5)}$$

Force : Poussée exprimée en daN ou Kgf
Pression: Pression d'essai hydraulique de chantier en bar
Surface : de la section intérieure en cm2
K : coeff dépend de géométrie de l'élément de canalisation.

VII-8. 8. 2.1.Extrémité de conduite

La poussée tend à décoller la plaque pleine avec une force:

Force = Pression x Surface

VII-8. 8. 2.2.Té

La poussée est dirigée suivant l'axe de la tubulure.

Force = Pression x Surface

La surface S correspond à la section de la dérivation.

VII-8. 8. 2.3.Cône de réduction

La poussée tend à chasser le cône dans la direction de la petite section quel que soit le sens de l'écoulement.

Force Pression x (Grande surface - Petite surface)

Petite surface : section de la conduite de plus petit diamètre en cm2

Grande surface : section de la conduite de plus grand diamètre en cm2

VII-8. 8. 2.4.Coudes

La poussée est dirigée suivant la bissectrice et tend à chasser le coude vers I 'extérieur.

Force = 2 x Pression x Surface x sin (Angle/ 2)

Angle : Angle déviation du coude

• Coude au 1/4	Angle = 90°	Force = 1,414 x Pression x Surface
• Coude au 1/8	Angle = 45°	Force = 0,766 x Pression x Surface
• Coude au 1/16	Angle = 22°30'	Force = 0,390 x Pression x Surface
• Coude au 1/32	Angle = 11°15'	Force = 0,196 x Pression x Surface

VII-8. 8. 3.Type de butées

On distingue plusieurs types de butée :

1. Les butées poids
2. Les butées à surface d'appui

VII-8. 8. 4.Assemblages verrouillés

Il existe une solution alternative aux massifs de béton en l'occurrence les assemblages verrouillés. Les massifs de béton présentent un certain nombre d'inconvénients justifiant l'usage de plus en plus fréquents des systèmes verrouillés

- Problème d'encombrement
- Quantité de béton pouvant être importante
- Le coulage en place représente une opération délicate.

Les dispositifs de verrouillage peuvent être positionnés soit dans l'anneau d'étanchéité, soit en parallèle de la bague d'étanchéité, sur une seconde bague désignée comme bague de verrouillage.

Cette technique a pour objectif de verrouiller les joints sur une longueur adéquate des deux côtés de la pièce, exploitant ainsi les forces de frottement entre le sol et le tuyau pour équilibrer la force de poussée hydraulique.

Les systèmes d'assemblage suivants peuvent être considérés comme verrouillés :Assemblage à brides

- Assemblage soudé pour les tubes acier
- Assemblage électro soudé pour le polyéthylène
- Assemblage bout à bout pour le polyéthylène



Figure VII.19: Exemple de verrouillage (site SCRIBD)

VII-8. 9. Protection contre la corrosion

VII-8. 9. 1.Types de corrosion

VII-8. 9. 1.1.Auto-corrosion : électrochimique

- **Corrosion électrochimique localisée** : aura lieu aux endroits ou la conduite est en contact avec un sol agressif.
- **Corrosion électrochimique étendue** : due à la formation d'une pile géologique : conduite posée entre deux sols de nature différente.

Les facteurs favorisant l'auto-corrosion : l'humidité, aération, conductivité de sol

VII-8. 9. 1.2.Corrosion électrolytique (courant vagabond)

Ensemble des corrosions due à des effets extérieurs, désignés souvent sous le nom de courant vagabond, particulièrement nombreux dans les régions industriels et à proximité de lignes de tramways et de chemin de fer électriques , on doit protéger les canalisations menacées par l'un ou l'autre des deux procédés qui peuvent être employés simultanément .

Courant vagabond : courant électrique de faible valeur qui circule de façon non maitrisable dans les milieux conducteurs : sol, chemin de fer, tuyaux métalliques.

VII-8. 9. 2.Protection cathodique

La protection cathodique est une méthode visant à maintenir l'intégrité de la surface extérieure des structures en acier enterrées ou immergées en contrecarrant le processus électrochimique d'attaque du métal par le milieu ambiant, c'est-à-dire la corrosion. Cette technique est principalement appliquée aux canalisations en acier. Même les réseaux en acier anciens et dégradés peuvent bénéficier de cette approche de manière économiquement viable. Pour protéger une canalisation en acier contre la corrosion, deux méthodes sont disponibles :

- La protection passive, qui consiste à établir une barrière électrique entre le métal des canalisations et l'environnement ambiant.



Figure VII.20: Le revêtement PE d'une conduite en acier (site SCRIBD)

Cette barrière électrique peut être :

- peinture
- Brai de houille : résidu pâteux et solide à température ordinaire
- Polyéthylène (plastique).
- Graisse



Figure VII.21: Protection passive par application d'un revêtement en polyéthylène (site SCRIBD)

- La protection active, également connue sous le nom de protection cathodique, s'ajoute à la protection passive pour assurer une sécurité renforcée contre la corrosion. Son objectif est de réduire le potentiel électrique à la surface du métal en contact avec le milieu électrolytique environnant en dessous du seuil où l'oxydation du métal devient insignifiante.
- La protection active peut être mise en œuvre de deux manières distinctes :

VII-8. 9. 2.1.Protection cathodique par anodes réactives ou sacrificielles

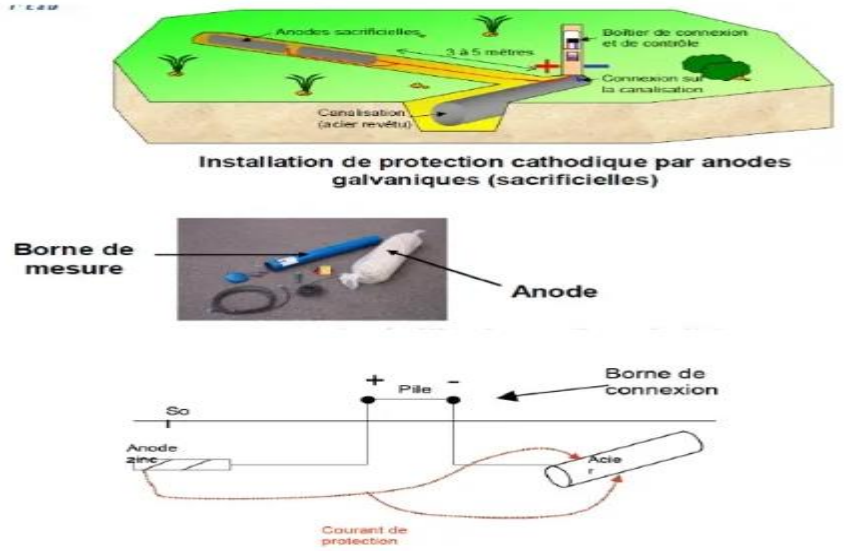


Figure VII.22: Schéma simplifié de la protection cathodique (site SCRIBD)

Le contrôle de la protection sur site se fait en mesurant le potentiel d'une structure sous protection cathodique. Cette mesure s'effectue à l'aide d'une électrode de référence et d'un voltmètre.

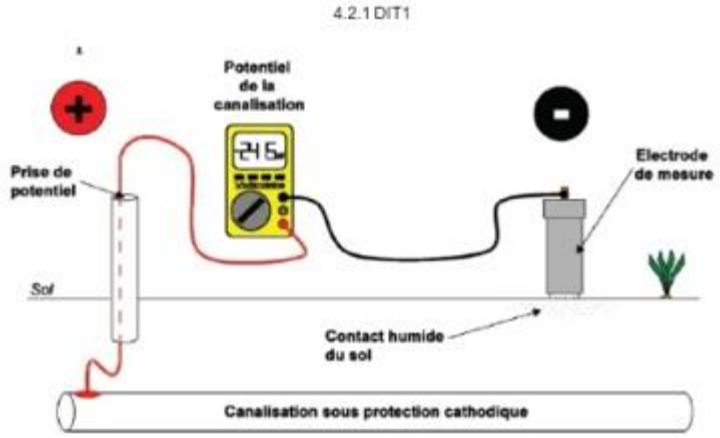


Figure VI.23: Contrôle de la protection sur site(site SCRIBD)

VII-8. 9. 2.2.Protection par soutirage de courant

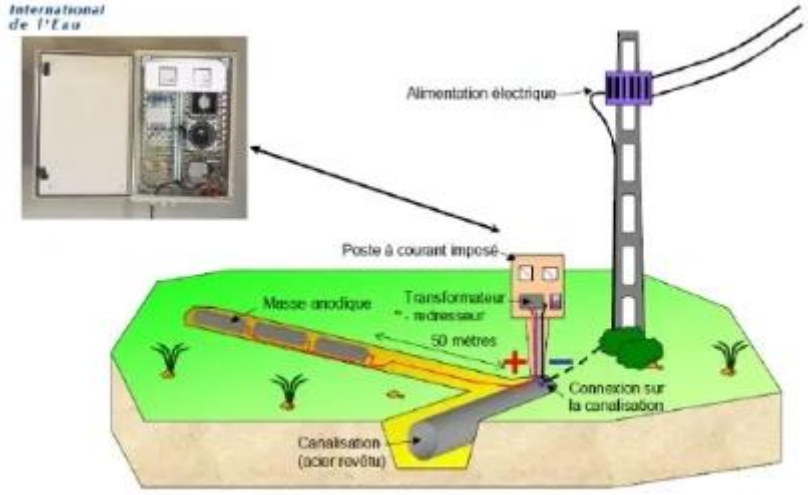


Figure VII.24: Installation de protection cathodique par courant imposé (site SCRIBD)

Conclusion

A travers ce chapitre nous avons vu comment mettre en œuvre notre réseau d'alimentation en eau potable, comment le protéger conte un régime transitoire et comment le protéger contre la corrosion.

Chapitre VIII : Organisation de chantier et sécurité de travail.

Introduction

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération d'organisation de chantier doit être établie, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible, tout en respectant les délais les plus brefs et les moindres ressources.

VIII-1. Travaux à entreprendre

Ils concernent les différents composants du système d'approvisionnement en eau potable.

VIII-1.1. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Réalisation de la maçonnerie sous les longrines inférieures.
- Coulage du béton pour former les longrines inférieures.
- Remplissage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulée du béton pour la construction des poteaux.
- Coulage du béton pour les longrines supérieures et la dalle.
- Travaux de maçonnerie et finitions générales.
- Aménagements esthétiques, tels que les trottoirs, l'asphaltage et les espaces verts, suivis de l'élimination des débris et du nettoyage.

VIII-1.1.1.Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale

VIII-1.1.2.Exécution des fouilles

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : L*l*h

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : **1,5*1,5*1,5 m^3.**

VIII-1.1.3. Réalisation de la couche de béton de propreté

Cette étape est entreprise afin d'assurer un socle propre et stable pour le support des semelles de fondation. Elle implique la coulée d'une couche de béton épaisse de 10 cm au fond des excavations.

VIII-1.1.4. Opération de remblayage

Le remblayage des excavations et des casiers consiste à combler les vides en utilisant un remblai composé de terres de déblai compactées.

VIII-1.1.5. Coulée du béton

À cette étape, le béton est coulé pour former les différentes composantes de la structure. Le mélange de béton utilisé a une densité de 350 kg/m^3. La préparation du béton est assurée par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, des demi-poteaux et des semelles nécessite une bétonnière à tambour, tandis que pour les longrines et la dalle, là où les volumes de béton sont importants, l'utilisation d'une pompe à béton est nécessaire.

VIII-1.1.6.Maçonnerie

Cette opération consiste, pour le bâtiment, au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VIII-1.2. Travaux concernant l'adduction

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

VIII-1.2.1.Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un coté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

VIII-1.2.2.Construction des regards

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

VIII-1.2.3.Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10 cm dans notre cas.

VIII-1.2.4. Pose des conduites

Apres avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations

VIII-1.2.5.Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

VIII-1.2.6. Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

VIII-1.2.7. Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

VIII-1.3.Travaux concernant les réservoirs

Dans la zone d'étude nous avons à construire six réservoirs. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- ❖ Excavation
- ❖ Pose du tout venant
- ❖ Coulage du béton de propreté
- ❖ Coulage du béton du radier
- ❖ Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manoeuvre
- ❖ Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manoeuvre
- ❖ Maçonnerie de la chambre de manoeuvre et des chicanes

VIII-2. Calcul des volumes des travaux

VIII-2.1.Calcul des volumes de la station de pompage (SP2)

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur Lsp, de largeur lsp et hauteur Hsp soit : 21m × 8m × 6m ;
- Les fouilles ont des dimensions de Lf * lf *hf = 1.5m × 1.5m × 1.5m ;
- Les semelles sont de forme carré de côté L=1,5 m et de hauteur h=0,4 m ;
- Les demi- poteaux sont de forme carré de côté 0,30 m et de hauteur h = 1 m ;
- Les poteaux sont de forme carré de côté 0,30 m et de hauteur totale h = 6 m ;
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm ;
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0,15 m ;

- Les longrines ont une hauteur de h = 0,60 m et une épaisseur de 0,35 m.Le bâtiment ayant une longueur de 21 m et une largeur de 8m, sachant que l'espacement entre deux poteaux sur longueur est de 5.2 m , entre les deux poteaux sur largeur est de 4 m. le nombre de poteaux sur longueur est 5 , sur largeur est 3 donc le total est 15 . Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 15 semelles et 15 fouilles.

VIII-2.1.1.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 [(21 + 2) × (8 + 2)] × 0,10 = 23 m3

Donc le volume de décapage est estimé à 23 m3.

VIII-2.1.2.Calcul du volume des déblais

Le bâtiment de la station de pompage étant sur le terrain naturel, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées des fouilles. La fouille ayant le volume de : $(1,5)^3$ m3= 3,375 m3. Le nombre de fouilles étant de 15, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de 50.6 m3. Donc le volume totale des déblais est tel que : 3 + 50.6 soit environ : 55 m3.

VIII-2.1.3.Calcul du volume du béton de propreté

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de 1,5 × 1,5 × 0,1 soit 0,225 m3.
Le nombre de fouilles étant de 15, le volume total du béton de propreté est de 3.375 m3

VIII-2.1.4.Calcul du volume de béton armé

Les éléments de la station de pompage dont le béton armé est le matériau de construction sont:

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau VIII-1: Calcul du volume du béton armé pour SP2.

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h(m)	N	V =L×l×h×N (m3)
Semelles	1.5	1.5	0.4	15	13.5
Demi-poteaux	0.3	0.3	1	15	1.35
Poteaux	0.3	0.3	6	15	8.1
Béton de propriété	1.5	1.5	0.1	15	3.375
Ceintures inf. sup. long.	21	0.3	0.6	6	22.68
Ceintures inf. sup. larg.	8	0.3	0.6	10	14.4
Dalle supérieure	21	8	0.07	1	11.76
Chape inférieure	21	8	0.07	1	11.76
					87 m^3

VIII-2.1.5.Calcul du remblai compacté

Le volume du remblai compacté des fouilles est :
Vr = Vf – (V.bp + V.s + V.dp) = (1,5 × 1,5 × 1.5) – (0.225 + 0.9 + 0.09) = 2.16 m3 **(VIII-1)**
Le volume totale de remblai compacté des fouilles = 2.16 * 15 = 32.4 m3

Tq : V.bp = Volume de béton de propriété
V.s = Volume de semelle
V.dp = Volume d'un demi poteau.

VIII-2.1.6.Calcul du volume de la maçonnerie

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30×20 (cm^2). La surface de la maçonnerie totale est :

Smaçonnerie : ST.murs – Sfenêtres – Sportail (**VIII-2)**

ST.murs : Surface totale des murs (m2) ;

Sfenêtres : Surface des fenêtres (m2) ;

Sportail : Surface du portail (m2).

AN :

- ST.murs = $(19.5 \times 6 \times 2) + (7.1 \times 6 \times 2) = 319.2$ m2
- Sfenêtres = $2,2 \times 1,4 = 3,08 * 2 = 6.16$ m2
- Sportail = $4 \times 3 = 12$ m2

Donc : Smaçonnerie = 319.2 – 6.16 – 12 = 301 m2

D'où le nombre de brique nécessaire est de : $N = \frac{S.maconnerie}{S.brique} = \frac{301}{0.3*0.2}$ = 5017 briques

Le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de 5050 briques.

Les résultats du volume des travaux sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau VIII-2: Volumes des travaux de la SP2.

N °	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m3	23
2	Excavation	m3	55
3	Remblais compacté	m3	32.4
4	Béton de propreté	m3	3.375
5	Béton armé semelle	m3	13.5
6	Béton armé demi poteaux	m3	1.35
7	Béton armé des ceintures	m3	37.08
8	Béton armé poteaux	m3	8.1
9	Béton armé dalle	m3	11.76
10	Maçonnerie (briquetage)	brique	5050

On peut résumer le schéma de la SP comme suit :



Figure VIII.1 : Abri d'une station de pompage (Techni-Contact)

VIII-2.2.Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VIII-2.2.1.Déblai d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers, sachant que :

$$S_D = b \times H_{tr} \qquad \textbf{(VIII-3)}$$

S_D : surface des déblais de chaque coupe ;

b : largeur de la tranchée ;

H_{tr} : profondeur de la tranchée ;

$$V_D = S_D \times L \qquad \textbf{(VIII-4)}$$

V_D : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;

L : distance entre deux coupes consécutives.

- La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par larelation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \qquad \textbf{(VIII-5)}$$

Avec :

H_{tr} : 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 , on prend h= 0.9 ;

h_1 : épaisseur du lit de pose h_1 = 0,20 m.

- Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite et on laisse 40cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0{,}8 \qquad \textbf{(VIII-6)}$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m) ;
D : diamètre de la conduite (m).
Les résultats de calcul du volume du déblai de l'adduction sont représentées dans le tableausuivant :

Tableau VIII-3: Calcul du volume du déblai de l'adduction.

Partie	D (mm)	L (m)	b (m)	Htr (m)	SD (m^2)	VD (m^3)
SP1-R1000	**450**	1250	1.25	1.55	1.94	2425
SP2-R3000	**350**	2450	1.15	1.45	1.67	4085.4
R_{SK} – R3000	**160**	2220	0.96	1.26	1.21	2686.2
R500 –B.A SP2	**315**	500	1.115	1.415	1.58	790
Volume total :						**9987**

VIII-2.2.2. Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 20 cm d'épaisseur.

$$VL = b \times e \times L \qquad \textbf{(VIII-7)}$$

VL : volume du lit de sable (m3) ;

b : largeur de la tranchée (m) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 20 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit sable sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VIII-4: Calcul du volume du lit de sable.

Partie	D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	VL (m^3)
SP1-R1000	**450**	1250	1.25	0,2	312.5
SP2-R3000	**350**	2450	1.15	0,2	563.5
R_{SK} – R3000	**160**	2220	0.96	0,2	426.24
R500 –B.A SP2	**315**	500	1.115	0,2	111.5
Volume total					**1412.74**

VIII-2.2.3. Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la posedes conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

- SC : section de la conduite (m2) ;
- D : diamètre de la conduite (m).

$$\mathbf{Sc} = \frac{\pi * \mathbf{D2}}{\mathbf{4}} \qquad \textbf{(VIII-8)}$$

$$\mathbf{VC = S_c \times L} \qquad \textbf{(VIII-9)}$$

VC : volume de la conduite (m^3).

Tableau VIII-5: Calcul des volumes des conduites.

Partie	D (mm)	L (mm)	SC (m2)	VC (m3)
SP1-R1000	**450**	1250	0.158963	198.7031
SP2-R3000	**350**	2450	0.0962	235.6
R_{SK} – R3000	**160**	2220	0.020096	44.61312
R500 –B.A SP2	**315**	500	0.077892	38.94581
Volume total				**517.85**

VIII-2.2.4. Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite etdu volume du lit de sable.

$$V_r = V_D - V_C - V_L \qquad \textbf{(VIII-10)}$$

Avec :

V_r : volume du remblai (m^3) ;

V_D : volume des déblais (m^3) ;
V_C : volume occupé par la conduite (m^3) ;
V_L : volume du lit de sable (m^3) ;

AN: $V_r = 9987 - 1412.74 - 517.85 = 8056.4\ m^3$.

Tableau VIII-6: Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m^3	9987
2	Lit de sable	m^3	1412.74
3	Les conduites	m^3	517.85
4	Remblais	m^3	8056.4



Figure VIII.2 : Exemple de réalisation d'un tranché d'eau potable. (La revue EIN juillet 2022)

VIII-2.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs

Les réservoirs de notre système d'adduction sont au nombre de 3, dont 2 réservoirs destockage de capacité 1000 m^3 et 3000 m^3 et une bâche de capacité de 350 m^3.

- La profondeur d'excavation est de 5 m ;
- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part etd'autre) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;

- L'épaisseur du radier du réservoir est de: 0,15 m ;
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- L'acrotère à 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;
- Les chicanes sont en béton armé de surface unitaire de $0,2 \times (D - 1\ m)\ m^2$.

- Les chambres de manœuvres auront les dimensions suivantes :

  - La longueur est de 3-6 m ;
  - La largeur est de 2-5 m ;
  - La hauteur est de 3 m ;
  - Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 0,5m ;
  - Les murs sur sol sont en briques sur une hauteur de 2,5 m ;
  - La dalle à 0,15 m d'épaisseur repose sur 4 poteaux est 3 ceintures ;
  - Les poteaux sont de forme carrée ($0,3 \times 0,3\ m^2$) et les ceintures de forme rectangulaire($0,3 \times 0,45\ m^2$).

VIII-2.3.1. Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des déblais des réservoirs et des chambres demanœuvres :

$$Vd = \left[\frac{\pi * D^2}{4} * hexc + (L * l) * hexc'\right] \qquad \textbf{(VIII-11)}$$

Vd : Volume total des Déblais (m3);

Dexc : Diamètre d'excavation (m), Dexc = Dext + 2 ;

Dext : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m), Dext = Dint + (2 × 0,25) ;

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 = 5 m ;

hexc ′: Profondeur d'excavation de chambre de manouvre (m), hexc = 0.5 m ;

Tableau VIII-7: Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres demanœuvres.

Réservoirs	Dint (m)	Dext (m)	Dexc (m)	L (m)	l (m)	Vd (m^3)
R1000	15.95	16.45	18.45	5	4	1347
R3000	38.5	39	41	5	4	6611
Bache de SP2	9.5	10	12	0	0	565
						8524

VIII-2.3.2. Calcul du volume du tout-venant

Le volume du tout-venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{.tv} = \frac{\pi * D^2 exc}{4} * e_{tv} \qquad \textbf{(VIII-12)}$$

V_{tv} : Volume du tout-venant (m^3) ;

e_{tv} : Epaisseur de la couche du tout- venant (m), **e_{tv}** = 0,3 m ;

Tableau VIII-8: Calcul des volumes du tout-venant.

Réservoirs	Dexc (m)	V.tv (m^3)
R1000	18.45	80.21
R3000	41	397
Bache de SP2	12	34
		511

VIII-2.3.3. Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieurs du réservoir.Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V.bp = \frac{\pi * D^2\ bp}{4} * e.\ bp \qquad \textbf{(VIII-13)}$$

Vbp : Volume du béton de propreté (m3) ;

Dbp : Diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$;

ebp : Epaisseur de la couche du béton de propreté (m), ebp = 0,15 m ;

Tableau VIII-9: Calcul des volumes du béton de propreté.

Réservoirs	Dbp (m)	Vdp (m^3)
R1000	17.65	36.7
R3000	40.2	190
Bache de SP2	11.2	15
		241.7

VIII-2.3.4. Calcul du volume du béton armé

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers des réservoirs ;
- Voiles des réservoirs ;
- Voiles de la chambre de manœuvre ;
- Ceintures supérieurs des réservoirs ;
- Coupoles des réservoirs ;
- Poteaux de la chambre de manœuvre ;
- Ceintures de la chambre de manœuvre ;
- Chape de la chambre de manœuvre ;

- Dalle de la chambre de manœuvre ;
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre ;

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{.ba} = \frac{\pi*(Dext^2 - Dint^2)}{4} * H \qquad \textbf{(VIII-14)}$$

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) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-10: Calcul du volume du béton armé.

Réservoirs	Eléments	Dext (m)	Dint (m)	H (m)	Vba (m3)
R1000	Radiers	16.45	-	0,15	32
	Voiles	16.45	15.95	5	64
	Ceintures supérieures	17	15.95	0,5	14
	Acrotères	17	16.49	0,3	4
R3000	Radiers	39	-	0.15	180
	Voiles	39	38.5	5	152
	Ceintures supérieures	39.55	38.5	0,5	32
	Acrotères	39.55	39.04	0,3	10
Bâche de SP2	Radiers	10	-	0.15	12
	Voiles	10	9.5	5	38
	Ceintures supérieures	10.55	9.5	0,5	9
	Acrotères	10.55	10.04	0,3	3
					550

Coupoles

La coupole est une sphérique de rayon : $R = \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2*f}$

R : Rayon de la coupole (m) ;

D : Diamètre du réservoir (m) ;

(VIII-15)

f : flèche de la coupole (m), **f** = 1,5 m ;

Et de volume :

$$\mathbf{V_c = 2 \times \pi \times R \times f \times e_c}$$

Vc : Volume du béton armé de la coupole (m^2) ;

ec : Epaisseur de la coupole (m), **ec** = 0,1 m.

(VIII-16)

Tableau VIII-11: Calcul du volume du béton armé pour les coupoles.

Réservoirs	D (m)	R (m)	Vc (m^3)
R1000	16.45	51	48
R3000	39	285	269
Bache de SP2	10	19	18
			335

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que 550 + 335 soit **885 m^3**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulésdans le tableau suivant :

Tableau VIII-12: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	Longueur L (m)	Largeurl (m)	Hauteur h (m)	N	V =L×l×h×N (m^3)
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	0,15	1	3
Chape inférieure	5	4	0,15	1	3
					Total : 14

Le nombre des chambres de manœuvre étant 03, alors le volume total du béton armé de ces chambres de manœuvre est de : 3 × 14 soit : **42** m^3.

En conséquence, le volume total du béton armé du réservoir et des chambres de manœuvre serade 927 m^3.

VIII-2.3.5. Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$Vr = \frac{\pi*(Dexc^2 - Dext^2)}{4} * h \qquad \textbf{(VIII-17)}$$

Vr : Volume du remblai compacté (m^3) ;

Dext : Diamètre extérieur du réservoir (m) ;

h : Profondeur d'excavation (m), h = 5 m ;

Tableau VIII-13: Calcul du volume du remblai compacté.

Réservoirs	Dexc (m)	Dext (m)	Vr (m3)
R1000	18.45	16.45	274
R3000	41	39	628
Bache de SP2	12	10	173
			Total : 1075

VIII-2.3.6.Calcul du volume de la maçonnerie

Pour les réservoirs seuls les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avecdes briques de dimensions 30 × 20 (cm^2)

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que [(4.4 × 2) + 3.4] × 2.5 soit 30.5 m^2.

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06 m2, la quantité de brique pour la maçonnerie est de 508 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casseest de 550 briques.

Le nombre des chambres de manœuvre étant trois, alors le nombre total de briques de ceschambres de manœuvre est de : 3 × 720 soit : **1650 briques.**

VIII-2.4. Calcul des volumes des travaux de distribution :

Court terme :

Tuyau	D(m)	L(m)	b(m)	Htr(m)	Sd (m2)	Vd(m3)	Vl(m3)	Sc(m2)	Vc(m3)	Vr(m3)
1*2	0.1018	900	0.9018	1.2018	1.083783	975.4049	162.324	0.008135	7.321629	805.7593
1*3	0.258	715	1.058	1.358	1.436764	1027.286	151.294	0.052253	37.36071	838.6316
1*7	0.2908	493	1.0908	1.3908	1.517085	747.9227	107.5529	0.066383	32.72694	607.6429
2*4	0.1018	625	0.9018	1.2018	1.083783	677.3645	112.725	0.008135	5.084465	559.5551
3*4	0.1476	950	0.9476	1.2476	1.182226	1123.114	180.044	0.017102	16.24673	926.8237
3*5	0.2078	600	1.0078	1.3078	1.318001	790.8005	120.936	0.033897	20.33818	649.5263
4*6	0.1018	523	0.9018	1.2018	1.083783	566.8186	94.32828	0.008135	4.25468	468.2357
5*6	0.1018	1000	0.9018	1.2018	1.083783	1083.783	180.36	0.008135	8.135143	895.2881
7*r1000	0.3694	533	1.1694	1.4694	1.718316	915.8626	124.658	0.107118	57.09402	734.1106
SOMMES						7908.358	1234.222		188.5625	6485.573

Moyen + Long terme :

Tuyau	D(m)	L(m)	b(m)	Htr(m)	Sd (m2)	Vd(m3)	Vl(m3)	Sc(m2)	Vc(m3)	Vr(m3)
3*4	0.1476	725	0.9476	1.2476	1.182226	857.1137	137.402	0.017102	12.39882	707.3129
3*7	0.1018	460	0.9018	1.2018	1.083783	498.5403	82.9656	0.008135	3.742166	411.8325
3*13	0.1476	900	0.9476	1.2476	1.182226	1064.003	170.568	0.017102	15.39164	878.0435
4*5	0.1018	255	0.9018	1.2018	1.083783	276.3647	45.9918	0.008135	2.074462	228.2985
5*6	0.1018	545	0.9018	1.2018	1.083783	590.6619	98.2962	0.008135	4.433653	487.932
5*14	0.1018	541	0.9018	1.2018	1.083783	586.3267	97.57476	0.008135	4.401113	484.3509
6*15	0.1018	506	0.9018	1.2018	1.083783	548.3943	91.26216	0.008135	4.116383	453.0158
7*8	0.2078	540	1.0078	1.3078	1.318001	711.7205	108.8424	0.033897	18.30436	584.5737
7*12	0.2078	860	1.0078	1.3078	1.318001	1133.481	173.3416	0.033897	29.15139	930.9877
8*9	0.1018	570	0.9018	1.2018	1.083783	617.7564	102.8052	0.008135	4.637032	510.3142
8*11	0.083	810	0.883	1.183	1.044589	846.1171	143.046	0.005408	4.380371	698.6907
9*10	0.1018	844	0.9018	1.2018	1.083783	914.7131	152.2238	0.008135	6.866061	755.6232
10*11	0.083	648	0.883	1.183	1.044589	676.8937	114.4368	0.005408	3.504297	558.9526
10*16	0.1018	734	0.9018	1.2018	1.083783	795.4969	132.3842	0.008135	5.971195	657.1415
11*12	0.2078	572	1.0078	1.3078	1.318001	753.8965	115.2923	0.033897	19.38906	619.2151
11*17	0.1018	808	0.9018	1.2018	1.083783	875.6969	145.7309	0.008135	6.573196	723.3928
12*13	0.2078	522	1.0078	1.3078	1.318001	687.9964	105.2143	0.033897	17.69421	565.0879
12*18	0.2078	798	1.0078	1.3078	1.318001	1051.765	160.8449	0.033897	27.04977	863.87
13*14	0.2078	774	1.0078	1.3078	1.318001	1020.133	156.0074	0.033897	26.23625	837.889
13*19	0.2078	800	1.0078	1.3078	1.318001	1054.401	161.248	0.033897	27.11757	866.0351
14*15	0.1018	531	0.9018	1.2018	1.083783	575.4889	95.77116	0.008135	4.319761	475.398
14*20	0.2078	802	1.0078	1.3078	1.318001	1057.037	161.6511	0.033897	27.18536	868.2002
15*21	0.2078	820	1.0078	1.3078	1.318001	1080.761	165.2792	0.033897	27.79551	887.686
16*17	0.1476	497	0.9476	1.2476	1.182226	587.5662	94.19144	0.017102	8.499605	484.8752
16*22	0.083	660	0.883	1.183	1.044589	689.4287	116.556	0.005408	3.569191	569.3035
17*18	0.2078	370	1.0078	1.3078	1.318001	487.6603	74.5772	0.033897	12.54187	400.5412
18*19	0.2078	797	1.0078	1.3078	1.318001	1050.447	160.6433	0.033897	27.01588	862.7875
18*23	0.2078	580	1.0078	1.3078	1.318001	764.4405	116.9048	0.033897	19.66024	627.8755
19*20	0.2078	720	1.0078	1.3078	1.318001	948.9606	145.1232	0.033897	24.40581	779.4316
19*24	0.2586	564	1.0586	1.3586	1.438214	811.1527	119.4101	0.052496	29.60778	662.1348
20*21	0.1018	499	0.9018	1.2018	1.083783	540.8078	89.99964	0.008135	4.059437	446.7488
20*25	0.2078	610	1.0078	1.3078	1.318001	803.9805	122.9516	0.033897	20.67715	660.3518
21*26	0.2078	591	1.0078	1.3078	1.318001	778.9385	119.122	0.033897	20.0331	639.7834
22*23	0.1018	798	0.9018	1.2018	1.083783	864.859	143.9273	0.008135	6.491844	714.4399
23*24	0.2078	804	1.0078	1.3078	1.318001	1059.673	162.0542	0.033897	27.25316	870.3653
24*25	0.2908	725	1.0908	1.3908	1.517085	1099.886	158.166	0.066383	48.12785	893.5925
25*26	0.2078	508	1.0078	1.3078	1.318001	669.5444	102.3925	0.033897	17.21966	549.9323
24*r3000	0.4156	475	1.2156	1.5156	1.842363	875.1226	115.482	0.135588	64.40422	695.2364
SOMMES						30307.22	4759.681		636.3004	24911.24

VIII-3. Calcul des coûts des travaux

Les coûts des travaux de l'adduction, la station de pompage et les différents réservoirs sont mentionnés dans les tableaux suivant :

Tableau VIII-14: Coût des travaux de la station de pompage.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m^3	55	300	16500
2	Béton de propreté	m^3	3.375	8000	27000
3	Béton armé	m^3	71.79	25000	1794750
4	Remblais compacté	m^3	32.4	400	12960
5	Maçonnerie	brique	5050	40	202000
					Total : 2053210

Tableau VII-15 : Coût des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m^3	9987	300	2996100
2	Lit de sable	m^3	1412.74	800	1130192
3	Fourniture transport et pose de conduite Ø 450	m	1250	10002.01	12502513
4	Fourniture transport et pose de conduite Ø 350	m	2450	13521.23	33127014
5	Fourniture transport et pose de conduite Ø 160	m	2220	4500.23	9990511
6	Fourniture transport et pose de conduite Ø 315	m	500	6020.04	3010020
8	Remblai compacté	m^3	8056.4	400	3222560
					Total : 65978909

Tableau VIII-16: Coût des travaux de réseau de distribution :

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m^3	38215.6	300	11464680
2	Lit de sable	m^3	5995	800	4796000
3	Remblai compacté	m^3	31396	400	12558400
4	Fourniture, transport et pose de conduite Dint=83 mm	m	2118	1058.83	2242601.94
5	Fourniture, transport et pose de conduite Dint=101.8 mm	m	10139	1582.29	16042838.31
6	Fourniture, transport et pose de conduite Dint=147.6 mm	m	3072	3192.01	9805854.72
7	Fourniture, transport et pose de conduite Dint=207.8 mm	m	12068	6326.79	76351701.72
8	Fourniture, transport et pose de conduite Dint=258 mm	m	1279	7502.2	9595313.8
9	Fourniture, transport et pose de conduite Dint=290.8 mm	m	1218	8304.2	10114515.6
10	Fourniture, transport	m	533	9423.02	5022469.66

	et pose de conduite Dint=369.4 mm				
11	Fourniture, transport et pose de conduite Dint=415.6 mm	m	475	10002.8	4751330
					Total : 162745705.8

Tableau VIII-17: Coût des travaux des réservoirs.

N°	**Description des travaux**	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
1	Déblais	m^3	8524	300	2557200
	Tout venant	m^3	511	600	306600
2	Béton de propriété	m^3	241.7	8000	1933600
3	Béton armé	m^3	927	25000	23175000
4	Remblai compacté	m^3	1075	400	430000
5	Maçonnerie	brique	1650	40	66000
					Total : 28468400

Tableau VII-18 : Bilan des coûts.

Coût de l'adduction	**65978909**
Coût station de pompage	**2053210**
Coût des réservoirs	**28468400**
Coût de réseau de distribution	**162745705.8**

Le coût global du projet est estimé à : (259246224.8 DA) , En ajoutant la TVA qui est de l'ordre 17%, le résultat est de : (303318083 DA).

VIII-4. Les Engins

Le matériel déployé sur les chantiers consiste en l'équipement standard généralement utilisé dans les travaux publics. L'introduction d'engins de grande taille a eu pour effet significatif de réduire à la fois les coûts et les délais des opérations de terrassement, ce qui a substantiellement impacté la construction des chantiers. Les engins qui seront mobilisés comprennent :

- Une pelle hydraulique, ou un retro chargeur ;
- Un bulldozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibrateur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VIII-4.1.Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est-à-dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- ✓ Temps de fouille ;
- ✓ Temps de transport ;
- ✓ Temps de déchargement ;
- ✓ Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisée à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplementarticulé et actionner par des vérins hydraulique.

VIII-4.2.Bulldozer

On utilise le bulldozer Pour le décapage de la terre végétale ou couche supérieur du sol qui contient des débris végétaux, l'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

VIII-4.3. Chargeur

Ce véhicule, équipé de pneus et d'un godet à l'avant pour le chargement et le déchargement, est un tracteur qui sera employé pour le remblayage des fouilles, des casiers et de la tranchée après la pose de la conduite.

VIII-4.4. Compacteur (vibrateur de sol)

Ce dispositif, de dimensions réduites, est constitué de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre. Il est utilisé pour compacter les remblais dans les espaces restreints tels que les fouilles des semelles, les casiers entre les ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

VIII-5. Sécurité de travail

L'objectif essentiel de la sécurité sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents de travail dans les chantiers du domaine hydraulique, et lors de la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

VIII-6. L'Accident du Travail

Selon le Code de la Sécurité Sociale « Est considéré comme accident du travail, quelle qu'en soit la cause, l'accident survenu par le fait ou à l'occasion du travail de toute personne salariée ou travaillant, à quelque titre que ce soit, pour un ou plusieurs employeurs ou chefs d'entreprise ».

VIII-6.1.Les causes des accidents de travail

- L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité.
- Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident.

Ces causes sont la somme de différents éléments ou facteurs classés en deux catégories distinctes :
1. facteur matériel.

2. facteur humain.

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours de travail.
Les causes d'accidents d'origine matérielle proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier
- De la nature et de la forme des matériaux mis en œuvre
- Des outils et machines utilisés : implantation, entretien
- De l'exécution du travail: difficultés particulières
- Du lieu de travail : éclairage, conditions climatiques, etc.
- Des conditions d'hygiène et de sécurité : ventilation, protection ; etc.

- En contraste avec les situations techniquement et pratiquement dangereuses qui peuvent être identifiées, les comportements à risque sur le lieu de travail sont souvent attribuables à des facteurs humains, et parfois, ils exigent l'intervention de psychologues expérimentés.
- Certaines actions à risque sont des réponses psychologiques difficiles à anticiper, car chaque individu est unique et réagit de manière variable en fonction des circonstances ou de son état émotionnel personnel.

VIII-6.1.1.Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

En général, les accidents de travail résultent de deux principaux facteurs : les facteurs humains et les facteurs matériels.

Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence
- Fatigue des travailleurs, manque de supervision et de responsabilité
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement

Facteurs matériels :

• Équipements, engins et machines de travail
• Nature des matériaux utilisés
• Installations mécaniques et électriques

VIII-7. Mesures préventives pour éviter les accidents

VIII-7.1.Protection individuelle

Pour mieux se protéger contre les dangers pendant l'exercice des taches de pose de canalisation, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.)Pour une protection de :

- ✓ Tête
- ✓ Yeux
- ✓ Respiratoire
- ✓ Auditive
- ✓ Mains et bras
- ✓ Pieds
- ✓ Jambes
- ✓ Corps
- ✓ Contre les chutes .



Figure VIII.3 : Dispositifs de protection individuelle (Laboratoire d'Hygiène Local)

VIII-7.2.Protection collective

Un moyen de protection est dit collectif s'il assure indistinctement la sécurité d'un employé et celle des autres personnes présentes à proximité. On cite quelques moyens de protection collective :

- ➢ La protection par éloignement (balisage, déviation…),
- ➢ La protection par obstacle (rambarde de sécurité…),
- ➢ La protection par consignation d'une fonction dangereuse lors d'interventions.



Figure VIII.4 : Dispositifs de protection collective

Les protections collectives sont spécifiques au type de risques encourus. A titre d'exemples, seront privilégiés :

- Pour prévenir les chutes en hauteur, il convient de mettre en place des garde-corps.
- Pour réduire le risque de chute sur des surfaces glissantes, il est recommandé d'utiliser des revêtements de sol antidérapants.
- Pour atténuer les nuisances sonores, l'enveloppe des machines peut être isolée avec des matériaux appropriés.
- Pour minimiser le risque d'exposition aux poussières, il est conseillé d'opter pour la captation à la source et une ventilation adéquate.
- Il est obligatoire aussi d'utiliser les pictogrammes pour la signalisation de santé et de sécurité et l'étiquetage des produits chimiques.

Conclusion

On peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, avec les meilleurs conditions de sécurité de travail , car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration des stations de pompage, réservoirs , adduction, et de réseau de distribution ainsi que les engins qui vont être utilisés pour la mise en place des conduites.

D'autre part nous avons établi une estimation du coût approximatif globalde l'ensemble des travaux envisagés. Par conséquent, nous estimons un cout total de notre projet de **303318083** Dinars Algériens.

CONCLUSION GENERALE

Notre étude d'alimentation en eau potable de la zone de Marechou repose sur une étude détaillée de la demande totale des besoins en eau, permettant le choix de toutes les ccomposantes du réseau et le bon dimensionnement des ouvrages.

En premier lieu, nous avons fait une brève description de la zone de Marechou, et collecté les données nécessaires, qui nous ont permis de mener à bien notre projet. Ce projet est étudié pour l'horizon 2053, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 31992 habitants.

L'estimation des besoins maximums en eau de consommation a donné la nécessité de prévoir un transfert de 22896 m3/j de différentes ressources.

Le calcul nous a conduits à projeter deux réservoirs (1000, 3000) et une bâche (350 m3).

Concernant le dimensionnement de la conduite d'adduction, on a choisi les diamètres les plus économiques D= [PEHD DN 450 (PN20), Acier DN 350 (PN30), PEHD DN160 (PN6), PEHD DN 315 (PN10)] avec des vitesses acceptable. La station de pompage va être équipée de trois groupes électropompe identique principale en plus d'un de secours.

Et pour la protection de ce réseau d'adduction contre le coup de bélier, nous avons installé deux réservoirs d'air anti bélier d'une capacité de 5000 et 2000 litres de volume.

Le long du réseaud'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Par conséquent, la réalisation du projet est estimée à trois cent trois millions trois cent dix-huit mille quatre-vingt-trois Dinars Algériens (**303318083 DA**).

La mise en service de ce projet va permettre une nette amélioration pour le transfert d'eau potable de la région entière, tout en promettant aux citoyens un avenir radieux.

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant-projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soitun guide bibliographique pour les promotions à venir.

Annexe

ANNEXE1 Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	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	5,0	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 SALAH.B

ANNEXE 2 Recalcule d'estimation des besoins en eau potable :

Tableau I' Consommation moyenne totale à différents horizons

Horizon	NOMBRE D'HABITANT	Cons. Moy. journ domestique (m3/j)	Cons.Equipement Total (m3/j)	Fuites dans le réseau **(l/s)**	Cons. moy. Journ Total (l/s)
Court terme	36785	3678.5	**735.7**	**5.1**	**56.19**
moyen terme	58592	6923.4	**1384.6**	**9.6**	**105.7**
long terme	29600	2960	**592**	**4.1**	**45.2**

Tableau II' Valeurs des débits journaliers Q **moy** j, Q **max** j, Q **min** j

	Q moy (l/s)	**$Q_{max\ J}$ (m3/j)**	**$Q_{min\ J}$ (m3/j)**
Court terme	**56.19**	6262.7	3883.8
Moyen terme	**105.7**	11780.8	7305.9
Long terme	**45.2**	5037.8	3124

Tableau III' Variation des débits horaires

Court terme								
NOMBRE D'HABITANT	β_{max}	α_{max}	$K_{max,h}$	Q max j (l/s)	Q max j (m3/j)	Q moy.,h (m3/h)	**Q max h (m3/h)**	**Q max h (l/s)**
36785	1.12	1.3	1.456	72.5	6262.7	260.9	379.9	**105.5**
Moyen terme								
NOMBRE D'HABITANT	β_{max}	α_{max}	$K_{max,h}$	Q max j (l/s)	Q max j (m3/j)	Q moy.,h (m3/h)	**Q max h (m3/h)**	**Q max h (l/s)**
58592	1.1	1.3	1.43	136.4	11780.8	490.8	701.8	**194.9**
Long terme								
NOMBRE D'HABITANT	β_{max}	α_{max}	$K_{max,h}$	Q max j (l/s)	Q max j (m3/j)	Q moy.,h (m3/h)	**Q max h (m3/h)**	**Q max h (l/s)**
29600	1.15	1.3	1.495	58.3	5037.8	209.9	313.8	**87.2**

Court terme								
NOMBRE D'HABITANT	β_{min}	α_{min}	$K_{min,h}$	Q min j (l/s)	Q min j (m3/j)	Q moy.,h (m3/h)	**Q min h (m3/h)**	**Q min h (l/s)**
36785	0.55	0.5	0.275	44.9	3883.8	260.9	71.7	**19.9**
Moyen terme								
NOMBRE D'HABITANT	β_{min}	α_{min}	$K_{min,h}$	Q min j (l/s)	Q min j (m3/j)	Q moy.,h (m3/h)	**Q min h (m3/h)**	**Q min h (l/s)**
58592	0.62	0.5	0.31	84.7	7305.9	490.8	152.1	**42.3**
Long terme								
NOMBRE D'HABITANT	β_{min}	α_{min}	$K_{min,h}$	Q min j (l/s)	Q min j (m3/j)	Q moy.,h (m3/h)	**Q min h (m3/h)**	**Q min h (l/s)**
29600	0.53	0.5	0.265	36.16	3124	209.9	55.6	**15.5**

Tableau IV' Répartition des débits horaires de la zone d'étude

D'après le tableau on trouve :

	COURT TERME	**moyen terme**	**long terme**
Qmaxh (m3/h)	**391.4188**	**577.2592**	**314.8625**
Qminh (m3/h)	**93.9405**	**294.52**	**75.567**

ANNEXE 3 brise charge à l'entrée de bâche d'aspiration

DESPONIA - Robinet à papillon DN 25 - 1600

Description

Robinet à papillon centrique avec manchette élastomère pour liquides et gaz dans l'industrie, services généraux, traitement des eaux, ...

Caractéristiques

• Formes de corps	D1 Annulaire DN 25-1000 D3 A oreilles taraudées DN 25-600 D4 séction en U DN 150-1600
• Distance entre brides	suivant ISO 5752/20, EN 558-1/20
• Construction	suivant EN 593 / API 609 category A (sur demande)
• Tête de vanne	suivant EN ISO 5211
• Pression max. de service	16 bar
• Normes de raccordement	PN6, PN10, PN16, ANSI cl. 150
• Tenue en température	-20°C ÷ 140°C suivant matériaux
• Test d'étanchéité	suivant EN 12266-1/P12 taux de fuite A. Fluide de test: eau suivant API 598 (sur demande)



NSF DVGW

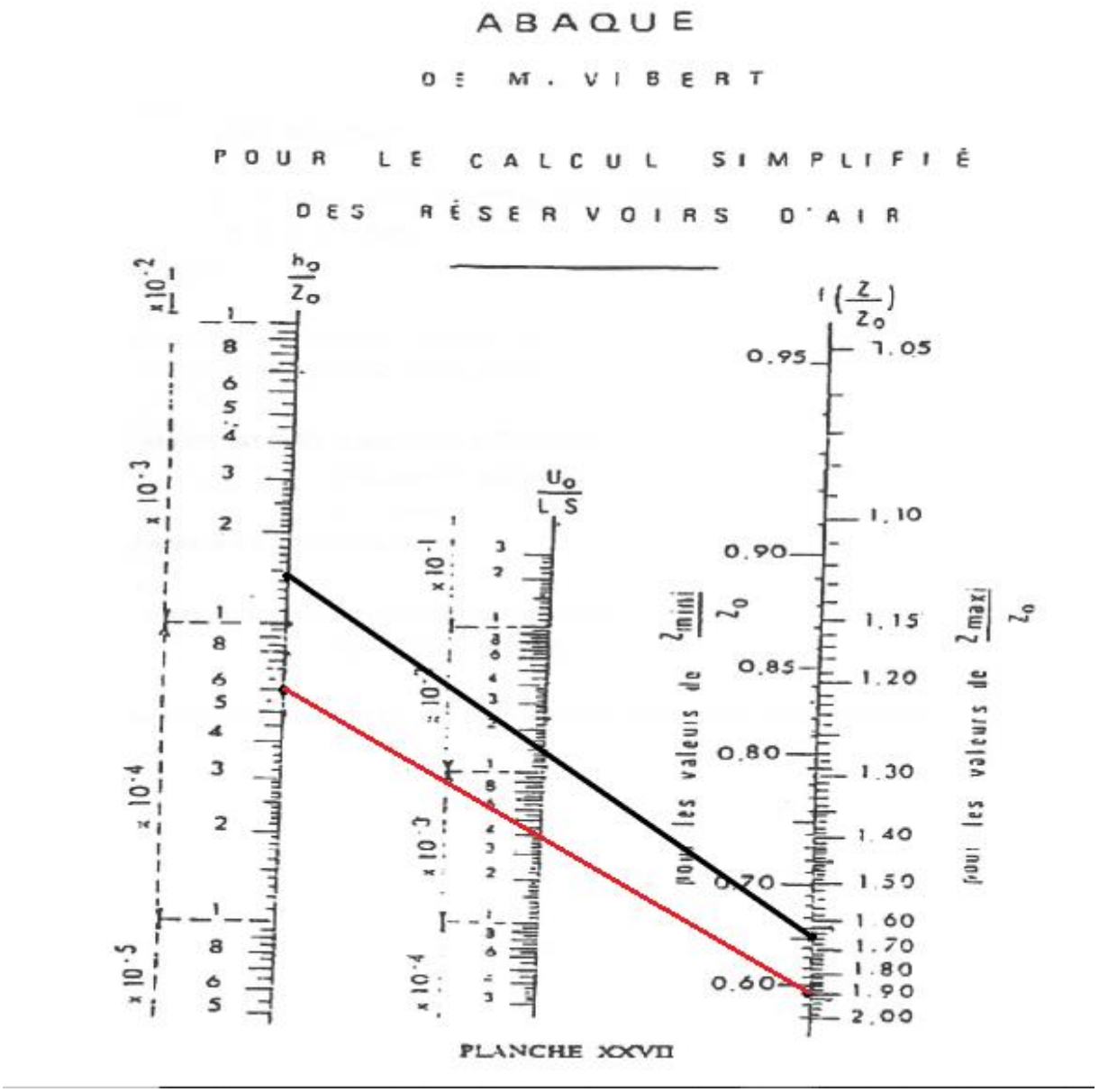
ANNEXE 4 volumes normalisés de ballon anti bélier

Référence	Capacité	Soupape	ent. sort. (hors vanne)	Ø extérieur	Hauteur	Poids
	litres	bar	Ø	mm	mm	kg
G 120 V11	120	10,4	F 3/4"	396	1 362	42
G 250 V11	250	10,4	F 3/4"	500	1 780	67
G 500 V11	500	10,4	F 2"	600	2 185	135
G 900 V11	900	10,4	F 2"	800	2 281	200
G 1500 V12	1 500	11,4	F 2"	1 000	2 305	270
G 2000 V10,7	2 000	10	F 2"	1 000	2 773	417
G 3000 V10,7	3 000	10	DN 80	1 200	3 082	704
G 4000 V10,7	4 000	10	DN 80	1 200	3 872	843
G 5000 V10,7	5 000	10	DN 100	1 400	3 719	1 173
G 250 V16	250	14,2	F 3/4"	500	1 790	87
G 500 V16	500	14,2	F 2"	600	2 185	90
G 1000 V16	1 000	14,2	F 2"	800	2 335	240
P 500 V11	500	10,4	F 2"	600	2 081	128
P 900 V11	900	10,4	F 2"	800	2 153	190
P 1000 V12	1 000	11,4	F 2"	800	2 335	228
P 500 V16	500	14,2	F 2"	600	2 079	164

Nos réservoirs d'air sont conformes à la Directive Européenne 87/404 de juillet 92 et sont livrés avec leurs accessoires de contrôle et de sécurité. ***Nous consulter pour des pressions supérieures.***

Caractéristiques des réservoirs d'air comprimé

ANNEXE 5 Abaque de Vibert



ANNEXE 6 Modules d'élasticité et coefficient de poisson pour différents matériaux

TABLEAU 1 : MODULES D'ELASTICITE ET COEFFICIENT DE POISSON DES MATERIAUX (MEUNIER)

MATERIAUX	MODULE D'ÉLASTICITÉ (YOUNG) EN PASCAL	COEFFICIENT DE POISSON Y
PVC	3.10^9	0.3
ACIER	2.10^{11}	0.46 -0.5
FONTE	1.10^{11}	0.3
AMIANTE CIMENT	$2.28.10^{10}$	0.3
PEHD	$1.2.10^9$	0.45-0.5
PELD	2.10^8	0.45-0.5
BETON	1 A 5.10^{10}	0.15
ROCHE NON CONSOLIDE	3 A 4.10^9	0.33

TABLEAU 2 : COEFFICIENT DE POISSON POUR DIFFERENT TYPES DE SOLDES MATERIAUX (NONCLERCQ)

MATERIAU DE REMBLAIS	**COEFFICIENT DE POISSON Y**
TERRE VEGETALE PARTIELLEMENT COMPACTE (HUMIDE)	0.33
TERRE VEGETALE SATUREE	0.37
MATERIAU DE REMBLAYAGE GRANULEUX, INCOHERENT	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, CAILLOUTEUX SABLEUX	0.33
MATERIAU DE REMBLAYAGE, GLAISEUX HUMIDE	0.33
ARGILE JAUNE, HUMIDE, PARTICULIEREMENT COMPACTE	0.33
ARGILE JAUNE OU GLAISE SATURE	0.37
SABLE ARGILEUX SATURE	0.35
SABLE SEC	0.33
SABLE	0.33
REMBLAIS ARGILO LIMONEUX	0.33

ANNEXE 7 Diamètres conduites PEHD

SDR	33		26		21		17		13,6		11		9		7,4		
S	16		12,5		10		8		6,3		5		4		3,2		
Type	Pression Nominale, PN (bar)																
PE 40	-		-		-		4		-		6		-		10		
PE 80	4		5		6		8		10		12,5		16		20		
PE 100	5		6		8		10		12,5		16		20		25		
SN (kN/m²)	2		4		8		16		32		64		80		128		
DN (Dext)	Épaisseurs Nominale (e) et Diamètre Intérieur (Di)																Pas nominal
	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	e	Di	
20											2.0	16.0	2.3	15.4	3.0	14.0	15
25									2.0	21.0	2.3	20.4	3.0	19.0	3.5	18.0	20
32							2.0	28.0	2.4	27.2	3.0	26.0	3.6	24.8	4.4	23.2	25
40					2.0	36.0	2.4	35.2	3.0	34.0	3.7	32.6	4.5	31.0	5.5	29.0	32
50			2.0	46.0	2.4	45.2	3.0	44.0	3.7	42.6	4.6	40.8	5.6	38.4	6.9	36.2	40
63			2.5	58.0	3.0	57.0	3.8	55.4	4.7	53.6	5.8	51.4	7.1	48.8	8.6	45.8	50
75			2.9	69.2	3.6	67.8	4.5	66.0	5.6	63.8	6.8	61.4	8.4	58.2	10.3	54.4	65
90			3.5	83.0	4.3	81.4	5.4	79.2	6.7	76.6	8.2	73.6	10.1	69.8	12.3	65.4	80
110			4.2	101.8	5.3	99.4	6.6	96.8	8.1	93.8	10.0	90.0	12.3	85.4	15.1	79.8	100
125			4.8	115.4	6.0	113.0	7.4	110.2	9.2	106.6	11.4	102.2	14.0	97.0	17.1	90.8	100
140			5.4	129.2	6.7	126.6	8.3	123.4	10.3	119.4	12.7	114.6	15.7	108.6	19.2	101.6	125
160			6.2	147.6	7.7	144.6	9.5	141.0	11.8	136.4	14.6	130.8	17.9	124.2	21.9	116.2	150
180			6.9	166.2	8.6	162.8	10.7	158.6	13.3	153.4	16.4	147.2	20.1	139.8	24.6	130.8	150
200			7.7	184.6	9.6	180.8	11.9	176.2	14.7	170.6	18.2	163.6	22.4	155.2	27.4	145.2	200
225			8.6	207.8	10.8	203.4	13.4	198.2	16.6	191.8	20.5	184.0	25.2	174.6	30.8	163.4	200
250			9.6	230.8	11.9	226.2	14.8	220.4	18.4	213.2	22.7	204.6	27.9	194.2	34.2	181.6	250
280			10.7	258.6	13.4	253.2	16.6	246.8	20.6	238.8	25.4	229.2	31.3	217.4	38.3	203.4	250
315	9.7	295.6	12.1	290.8	15.0	285.0	18.7	277.6	23.2	268.6	28.6	257.8	35.2	244.6	43.1	228.8	300
355	10.9	333.2	13.6	327.8	16.9	321.2	21.1	312.8	26.1	302.8	32.2	290.6	39.7	275.6	48.5	258.0	350
400	12.3	375.4	15.3	369.4	19.1	361.8	23.7	352.6	29.4	341.2	36.3	327.4	44.7	310.6	54.7	290.6	400
450	13.8	422.4	17.2	415.6	21.5	407.0	26.7	396.6	33.1	383.8	40.9	368.2	50.3	349.4	61.5	327.0	450
500	15.3	469.4	19.1	461.8	23.9	452.2	29.7	440.6	36.8	426.4	45.4	409.2	55.8	388.4			500
560	17.2	525.6	21.4	517.2	26.7	506.6	33.2	493.6	41.2	477.6	50.8	458.4	62.5	435.0			550
630	19.3	591.4	24.1	581.8	30.0	570.0	37.4	555.2	46.3	537.4	57.2	515.6	70.3	489.4			600
710	21.8	666.4	27.2	655.6	33.9	642.2	42.1	625.8	52.2	605.6	64.5	581.0	79.3	641.4			700
800	24.5	751.0	30.6	738.8	38.1	723.8	47.4	705.2	58.8	682.4	72.6	654.8	89.3	621.4			800
900	27.6	844.8	34.4	831.2	42.9	814.2	53.3	793.4	66.1	767.8	81.7	736.6					900
1000	30.6	938.8	38.2	923.6	47.7	904.6	59.3	881.4	73.5	853.0	90.8	1018.4					1000
1200	36.7	1126.6	45.9	1108.2	57.2	1085.6	71.1	1057.8	88.2	1023.6							1200
1400	42.9	1314.2	53.5	1293.0	66.7	1266.6	83.0	1234.0	102.8	1194.4							1400
1600	49.0	1502.0	61.2	1477.6	76.2	1447.6	94.8	1410.4	117.5	1365.0							1600
1800	55.1	1689.8	68.8	1662.4	85.8	1628.4	106.6	1586.8									1800

ANNEXE 8 Prix de différents tubes PEHD



S.A.R.L CANAPEHP SOCIETE DE PRODUCTION DES TUBES EN PLASTIQUE
RC N°17/000302823 B 07 ID FISC N° :000717030282372 ART N° 17315211370
Tél.: 027 82 58 42 / 027 82 12 55 Fax: 027 82 40 01 e-mail : bhc_ao@yahoo.fr
Mob.: 05 50 76 32 66 / 05 50 76 32 67 / 07 70 50 03 67 / 06 61 30 68 45

ANAPEHP — BUREAU VERITAS Certification — VERITAL — ENTREPRISE PUBLIQUE ECONOMIQUE SOCIETE PAR ACTION

PRIX DE TUBES PEHD EAU POTABLE : PN 06

Référence	Désignation	Diamètre EX	Epaisseur	Pression	PrixH.T-ML	Prix T.T.C-ML
355.002.016.1	TUBE PEHD PE 80	16	/	06 BARS	,,,,	,,,,
355.002.020.1	TUBE PEHD PE 80	20	2	06 BARS	,,,,	,,,,
355.002.025.1	TUBE PEHD PE 80	25	2	06 BARS	36,00	42,12
355.002.032.1	TUBE PEHD PE 80	32	2	06 BARS	47,50	55,58
355.002.040.1	TUBE PEHD PE 80	40	2	06 BARS	63,50	74,30
355.002.050.1	TUBE PEHD PE 80	50	2.4	06 BARS	90,80	106,24
355.002.063.1	TUBE PEHD PE 80	63	3.0	06 BARS	145,00	169,65
355.002.075.1	TUBE PEHD PE 80	75	3.6	06 BARS	204,00	238,68
355.002.090.2	TUBE PEHD PE 100	90	3.5	06 BARS	268,50	314,15
355.002.110.2	TUBE PEHD PE 100	110	4.2	06 BARS	356,40	416,99
355.002.125.2	TUBE PEHD PE 100	125	4.8	06 BARS	472,50	552,83
355.002.160.2	TUBE PEHD PE 100	160	6.2	06 BARS	740,00	865,80
355.002.200.2	TUBE PEHD PE 100	200	7.7	06 BARS	1 150,60	1 346,20
355.002.250.2	TUBE PEHD PE 100	250	9.6	06 BARS	1 780,00	2 082,60
355.002.315.2	TUBE PEHD PE 100	315	12.1	06 BARS	2 780,00	3 252,60
355.002.400.2	TUBE PEHD PE 100	400	15.3	06 BARS	5 004,00	5 854,68

PRIX DE TUBES PEHD EAU POTABLE : PN 10

Référence	Désignation	Diamètre EX	Epaisseur	Pression	PrixH.T-ML	Prix T.T.C-ML
355.004.016.1	TUBE PEHD PE 80	16	2,0	10 BARS	,,,,	,,,,
355.004.020.1	TUBE PEHD PE 80	20	2,0	10 BARS	29,36	34,35
355.004.025.1	TUBE PEHD PE 80	25	2,0	10 BARS	38,73	45,31
355.004.032.1	TUBE PEHD PE 80	32	2,4	10 BARS	54,08	63,27
355.004.040.1	TUBE PEHD PE 80	40	3,0	10 BARS	85,49	100,02
355.004.050.1	TUBE PEHD PE 80	50	3,7	10 BARS	134,42	157,27
355.004.063.1	TUBE PEHD PE 80	63	4,7	10 BARS	206,10	241,14
355.004.075.1	TUBE PEHD PE 80	75	5,6	10 BARS	319,71	374,06
355.004.090.2	TUBE PEHD PE 100	90	5,4	10 BARS	360,60	421,90
355.004.110.2	TUBE PEHD PE 100	110	6,6	10 BARS	535,81	626,90
355.004.125.2	TUBE PEHD PE 100	125	7,4	10 BARS	659,20	771,26
355.004.160.2	TUBE PEHD PE 100	160	9,5	10 BARS	1 050,60	1 229,20
355.004.200.2	TUBE PEHD PE 100	200	11,9	10 BARS	1 668,60	1 952,26
355.004.250.2	TUBE PEHD PE 100	250	14,8	10 BARS	2 530,00	2 960,00
355.004.315.2	TUBE PEHD PE 100	315	18,7	10 BARS	4 020,00	4 703,40
355.004.400.2	TUBE PEHD PE 100	400	23,7	10 BARS	6 810,00	7 967,70

PRIX DE TUBES PEHD EAU POTABLE : PN 16

Référence	Désignation	Diamètre EX	Epaisseur	Pression	PrixH.T-ML	Prix T.T.C-ML
355.006.016.1	TUBE PEHD PE 80	16	2,0	16 BARS	,,,,	,,,,
355.006.020.1	TUBE PEHD PE 80	20	2,3	16 BARS	31,80	37,21
355.006.025.1	TUBE PEHD PE 80	25	3,0	16 BARS	49,50	57,92
355.006.032.1	TUBE PEHD PE 80	32	3,6	16 BARS	77,00	90,09
355.006.040.1	TUBE PEHD PE 80	40	4,5	16 BARS	110,50	129,29
355.006.050.1	TUBE PEHD PE 80	50	5,6	16 BARS	180,00	210,60
355.006.063.1	TUBE PEHD PE 80	63	7,1	16 BARS	288,00	336,96
355.006.075.1	TUBE PEHD PE 80	75	8,4	16 BARS	390,00	456,30
355.006.090.2	TUBE PEHD PE 100	90	8,2	16 BARS	505,00	590,85
355.006.110.2	TUBE PEHD PE 100	110	10	16 BARS	740,00	865,80
355.006.125.2	TUBE PEHD PE 100	125	11,4	16 BARS	932,00	1 090,44
355.006.160.2	TUBE PEHD PE 100	160	14,6	16 BARS	1 540,00	1 801,80
355.006.200.2	TUBE PEHD PE 100	200	18,2	16 BARS	2 380,00	2 784,60
355.006.250.2	TUBE PEHD PE 100	250	22,7	16 BARS	3 750,00	4 387,50
355.006.315.2	TUBE PEHD PE 100	315	28,6	16 BARS	5 740,00	6 715,80
355.006.400.2	TUBE PEHD PE 100	400	36,3	16 BARS	9 060,00	10 600,20