



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire d'Hydraulique appliquée et environnement

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Mr : HOUAIRI ZINEDDINE

Mr : SAIDI WALID

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA NOUVELLE CITE AADL 1900 LOGTS A OULED BELIL, WILAYA DE BOUIRA

Soutenu le **26 /06 /2023** devant le jury composé de :

- Président : **Mr : SAOU. A**
- Promoteur (s) : **Mme : BENSLIMANE. M**
- Examineur (s) : **Mr : IKENI. T**



Remerciement

Nous tenons tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude à Dieu qui nous a donné le courage et la détermination nécessaires pour mener à bien ce travail de recherche.

Nous adressons également nos sincères remerciements à notre encadreur, MD BEN SLIMAN, pour ses conseils avisés, son soutien constant et son expertise précieuse qui ont grandement contribué à la réalisation de ce mémoire.


Un merci tout particulier est également adressé aux membres du jury qui ont accepté de consacrer leur temps et leur expertise pour évaluer ce projet.

Nos remerciements vont également à l'entreprise ADE DE BOUIRA où nous avons eu l'opportunité de réaliser nos expériences. Votre collaboration, votre accueil chaleureux et les ressources mises à notre disposition ont été des éléments essentiels pour mener à bien nos recherches.

Enfin, nous souhaitons exprimer notre reconnaissance envers le département de l'hydraulique et l'ensemble des enseignants qui nous ont transmis leurs connaissances tout au long de notre parcours universitaire.

Nos remerciements vont également à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Merci encore à tous pour votre précieuse aide et votre soutien tout au long de ce projet



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents Vous êtes mes piliers, mes guides et mes plus grands soutiens tout au long de ma vie

À ma mère, rayon de ma vie, ma source d'inspiration, et je t'aime plus que tout au monde,

À mon père, homme remarquable et modèle de force et de persévérance,

Je suis honoré d'être votre enfant. Votre amour inconditionnel, vos conseils avisés et votre présence constante ont façonné mon parcours. Je vous exprime ma gratitude infinie pour tout ce que vous avez fait et continuez à faire pour moi

À ma sœur SARA et mon frère OUSSAMA, mes compagnons de route, vous avez partagé chaque instant de ma vie. Votre soutien inconditionnel, vos encouragements et votre présence ont été précieux pour moi. Vous êtes les meilleurs alliés que j'aurais pu demander et je suis honoré d'avoir grandi à vos côtés.

A mon cher binôme HOUAIRI ZINEDDINE, mon partenaire de confiance merci pour notre collaboration précieuse dans la réussite de ce mémoire

À mes chère amis : YOUNES, HOUSSEM, ABDELHAK, ANIS, LYES, OUSSAMA, KHIREDDINE, HOUSSEM, MOAD.

À tous ceux qui me sont chers et tous ceux qui m'ont aidé dans mon travail.

WALID

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A mes chers parents Vous êtes mes piliers, mes guides et mes plus grands soutiens
tout au long de ma vie*

*À ma mère, rayon de ma vie, ma source d'inspiration, et je t'aime plus que tout au
monde,*

À mon père, homme remarquable et modèle de force et de persévérance,

*Je suis honoré d'être votre enfant. Votre amour inconditionnel, vos conseils avisés et
votre présence constante ont façonné mon parcours. Je vous exprime ma gratitude
infinie pour tout ce que vous avez fait et continuez à faire pour moi*

*À ma sœur MYADA et mon frère ABDALI, mes compagnons de route, vous avez
partagé chaque instant de ma vie. Votre soutien inconditionnel, vos encouragements
et votre présence ont été précieux pour moi. Vous êtes les meilleurs alliés que j'aurais
pu demander et je suis honoré d'avoir grandi à vos côtés.*

*À mon cher oncle ABDLOUAHAB .Je tiens à te remercier sincèrement pour ta
générosité, ta bienveillance et ton soutien dans tous les aspects de ma vie. Tu as été
une figure paternelle pour moi, me guidant avec sagesse et me donnant l'opportunité
de réaliser mes rêves. Je suis profondément reconnaissant de t'avoir dans ma vie.*

*À ma chérie Fadila, Merci pour ton soutien inébranlable et ton aide précieuse pour
mon mémoire. Je te souhaite une réussite éclatante dans tous les aspects de ta vie.
Avec tout mon amour, nous construirons un avenir merveilleux ensemble*

*A mon cher binôme SAIDI WALID, mon partenaire de confiance merci pour notre
collaboration précieuse dans la réussite de ce mémoire*

*À mes chère amis : LYES, AHMED, ABDLHAK, AMAR, FAYSSAL, MOAD,
OUSSAMA, KHIREDINE, HOUSSAM,*

À tous ceux qui me sont chers et tous ceux qui m'ont aidé dans mon travail.

ZINEDDINE

Chapitre I : Présentation de site et estimation des besoins

Partie A : Présentation du site

I.1. Introduction	2
I.2 Présentation du site	2
I.2.1. Situation géographique	3
I.2.2. Situation géographique de la zone d'étude	3
I.2.3. Situation climatique	4
I.2.3.1 Température	4
I.2.3.2 Précipitation	4
I.2.3.3 Vent	5
I.2.2. Situation topographique	5
I.2.3. Situation démographique	5
I.2.4. Equipements et infrastructures	5

Partie B : Estimation des besoins

I.1. Introduction	6
I.2. Estimation de la population	6
I.2.1. Population actuelle	6
I.2.2. Population future	6
I.3. Estimation des besoins en eau potable	7
I.3.3. La consommation moyenne journalière domestique	7
I.3.1.1. Besoin domestiques	7
I.3.1.2. Besoin public	8
I.4. Estimation des besoins public pour l'horizon future	8
I.5. Majoration de la consommation moyenne journalière	9
I.6. Coefficient d'irrégularité	10
I.6.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$)	10
I.6.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$)	10
I.6.3. Coefficient d'irrégularité maximale et minimale horaire ($K_{\max,h}$, $K_{\min,h}$)	11
I.7. Variation de la consommation horaire	13
I.7.1. Consommation moyenne horaire	13
I.7.2. Consommation maximale horaire	13
I.7.3. Consommation minimale horaire	14
I.8. Conclusion	15

Chapitre II : Réservoirs de stockage

II.1. Introduction.....	17
II.2. Rôles du réservoir.....	17
II.3. Classification des réservoirs.....	17
II.3.1. Leur position par rapport au sol.....	17
II.3.2. La forme	17
II.3.3. Le matériau de construction	17
II.3.4. Leur mode de fermeture	18
II.3.5. Selon l'usage.....	18
II.4. Equipement du réservoir	18
II.4.1. Conduite d'arrivé ou d'adduction	19
II.4.2. Conduite de départ ou de distribution	19
II.4.3. Conduite de trop-plein.....	20
II.4.4. Conduite de décharge ou de vidange.....	20
II.4.5. Conduite by-pass.....	20
II.4.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	21
II.5. Emplacement du réservoir	21
II.6. Choix du type de réservoir	21
II.7. La Capacité du réservoir	22
II.7.1. Méthode graphique.....	22
II.7.2. Méthode analytique	22
II.8. Volume total du réservoir	22
II.9. Dimensionnement des réservoirs par la méthode analytique.....	23
II.9.1. Capacité de la bache d'eau (SR1)	23
II.9.2. Capacité de la bache d'eau (SR2)	24
II.9.3. Capacité du réservoir de distribution	26
II.10. Conclusion	28

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction.....	29
III.2. Choix de types de conduites	29
III.3. Description de schéma d'adduction	30
III.4. Etude technico-économique.....	31
III.4.1. Calcul du diamètre économique (refoulement).....	31
III.4.2. Calcul de la vitesse	32
III.4.3. Calcul des pertes de charge	32
III.5. Hauteur manométrique totale.....	34

III.6. Détermination de la puissance absorbée par la pompe.....	34
III.7. Energie consommée par la pompe	35
III.8. Frais d'exploitation	35
III.9. Frais d'amortissement	35
III.10. Calcul du bilan	36
III.11. Diamètres économiques (gravitaire)	36
III.12. Calcul de l'adduction.....	36
III.12.1. Adduction gravitaire tronçon (MATMORA – SR1).....	36
III.12.2. Adduction par refoulement Tronçon (SR1-SR2).....	38
III.12.3. Adduction par refoulement Tronçon (SR2-R1000).....	40
III.13. Conclusion.....	43

Chapitre IV : Pompes et coup de bélier

Partie A : Pompes

IV.1. Introduction	44
IV.2. Classification des pompes	44
IV.2.1. Les pompes volumétriques.....	44
IV.2.2. Les turbopompes	44
IV.3. Choix de la pompe	45
IV.4. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge	45
IV.4.1. Vitesse de rotation (N).....	45
IV.4.2. Débit de pompage (Q).....	45
IV.4.3. Hauteur manométrique totale (HMT).....	45
IV.4.4. Les puissances utiles et absorbées [1].....	46
IV.5. Constitution d'une pompe	46
IV.5.1. Un organe mobile (Roue).....	46
IV.5.2. Un organe fixe (volute).....	47
IV.6. Les courbes caractéristiques d'une pompe	47
IV.6.1. La courbe Hauteur-débit $H_c=f(Q)$	47
IV.6.2. La courbe Rendement-débit $\eta=f(Q)$	47
IV.6.3. La courbe des puissances absorbées-débit $P_a=f(Q)$	47
IV.7. Couplage des pompes.....	48
IV.8. Le point de fonctionnement	49
IV.8.1. Recherche le point de fonctionnement.....	49
IV.9. Choix de la pompe	51
IV.10. Etude de la cavitation	51

IV.10.1. Le NPSH requis (NPSH) _r	51
IV.10.2. NPSH disponible (NPSH) _d	52
IV.11. Le choix de la pompe pour la station de reprise	54
IV.12. Choix du type de pompe pour la station de pompage (SP1)	55
IV.13. Choix du type de pompe pour la station de pompage (SP2)	56
IV.14. Etude de la cavitation	57

Partie B : Coup de bélier

IV.1. Introduction	58
IV.2. Causes et conséquences du phénomène	58
IV.3. Moyens de protection contre le coup de bélier	58
IV.3.1. Le volant d'inertie	59
IV.3.2. Les soupapes de décharge	60
IV.3.3. Les ventouses (les reniflards).....	60
IV.3.4. Les réservoirs d'air	61
IV.3.5. Les cheminées d'équilibre	61
IV.3.6. Soupapes d'admission et de purge d'air.....	62
IV.4. Etude du coup de bélier	62
IV.4.1. Calcul de la célérité de l'onde	62
IV.4.2. Cas de fermeture brusque.....	62
IV.4.3. Cas de fermeture lente	63
IV.5. Calcul du coup de bélier.....	64
IV.6. Conclusion.....	64

Chapitre V : Dimensionnement du réseau de distribution

V.1. Introduction.....	66
V.2. Classification du réseau de distribution.....	66
V.2.1. Réseaux ramifiés.....	66
V.2.2. Réseaux maillés	67
V.2.3. Réseaux mixte.....	67
V.2.4. Réseaux étager	68
V.2.5. Réseaux à alimentation distincte	68
V.3. Conception d'un réseau de distribution.....	68
V.3.1. Choix du tracé.....	68
V.3.2. Choix des conduites de distribution.....	68
V.3.3. Choix des matériaux de distribution	69
V.4. Description du réseau de distribution.....	70

V.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution	71
V.5.1. Détermination des débits du réseau	71
V.6. Dimensionnement du réseau	72
V.6.1. Calcul des débits	72
V.7. Modélisation et simulation du réseau	75
V.8. Présentation du logiciel EPANET	75
V.9. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET	75
V.10. Modélisation du réseau	75
V.11. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET	76
V.12. Conclusion	82

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de site et estimation des besoins

Partie A : Présentation de site

Tableau (I.1) : Températures mensuelles.....	4
Tableau (I.2) : Pluies mensuelles	4

Partie B : Estimation des besoins

Tableau (I.1): Estimation de la population future	7
Tableau (I.2): Estimation des besoins actuel et future des habitants.....	7
Tableau (I.3): Les besoins journalier de la zone d'étude.....	8
Tableau (I.4): Récapitulatif des besoins domestiques et public à l'horizon actuel et futur	9
Tableau (I.5): Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future	10
Tableau (I.6) : Consommation maximale et minimale journalière	11
Tableau (I.7): Valeur de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	12
Tableau (I.8) : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants	13

Chapitre II : Réservoir de stockage

Tableau (II.1): capacité de la bache d'eau (SR1)	23
Tableau (II.1): capacité de la bache d'eau (SR1). (suite et fin)	24
Tableau (II.2) : Capacité du réservoir.....	25
Tableau (II.3) : Capacité du réservoir de distribution	26
Tableau (II.3) : Capacité du réservoir de distribution. (suite et fin).....	27
Tableau (II.4): récapitulation des résultats	27

Chapitre III : Adduction

Tableau (III.1): les différentes adductions relatives à notre projet.....	29
Tableau (III.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon METMOUR-SR	37
Tableau (III.3) : Calcul de la HMT	38
Tableau (III.4) : Calcul des frais d'exploitations	39
Tableau (III.5) : Calcul des frais d'amortissement.....	39
Tableau (III.6) : Calcul du bilan.....	40
Tableau (III.7) :Calcul de la HMT	41
Tableau (III.8) : Calcul des frais d'exploitations	41
Tableau (III.9) : Calcul des frais d'amortissement.....	41
Tableau (III.10) : Calcul du bilan.....	42
Tableau (III.11) : Récapitulatif des résultats de la conduite d'adduction gravitaire	42
Tableau (III.12) : récapitulatif des résultats des Conduites d'adduction par refoulement.....	43

Chapitre IV : Pompes et coup de bélier

Partie A : Pompes

Tableau (V.1): Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température54

Partie B : coup de bélier

Tableau (V.1): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....64

Chapitre V : Distribution

Tableau (V.1): Détermination des débits.....73

Tableau (V.2): Détermination des débits aux Nœuds74

Tableau (V.3) : Etat des Nœuds76

Tableau (V.3) : Etat des Nœuds.(suite et fin)77

Tableau (V.4) : Etat des tronçons.....77

Tableau (V.4) : Etat des tronçons. (suite et fin)78

Chapitre I : Présentation de site et estimation des besoins

Partie A : Présentation de site

Figure (I.1) : les limites administratives de la wilaya de BOUIRA	2
Figure (I.2) : Situation de la région d'étude.....	3
Figure (I. 3) : Situation de la région d'étude.....	4

Partie B : estimation des besoins

Figure (I.4) : Histogramme de la consommation horaire par pourcentage (%)	14
Figure (I.5) : Histogramme de la consommation horaire par pourcentage (%)	15
Figure (I. 6) : Courbe de consommation cumulée.....	15

Chapitre II : Réservoir de stockage

Figure (II.1) : Schéma général d'un réservoir [2]	19
Figure (II.2) : conduite d'adduction [1].....	19
Figure (II.3) : Conduite de distribution [1].....	20
Figure (II.4): Conduite by-pass [2].....	20
Figure (II.5) : Schéma synoptique de système d'adduction.....	28

Chapitre III : Adduction

Figure (III.1) : Schéma synoptique de système d'adduction	31
---	----

Chapitre IV : Pompes et coup de bélier

Partie A : Pompes

Figure (IV.1): Constitution d'une pompe centrifuge [8].....	47
Figure (IV.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge [1].....	48
Figure (IV. 3): Couplage en série [1]	48
Figure (IV. 4): Couplage en parallèle [2]	49
Figure (IV. 5): Principe de la cavitation [2].....	52
Figure (IV. 6): Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge [1].....	53
Figure (IV. 7): Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression [1]	53
Figure (IV. 8) : Le point de fonctionnement de la pompe	55
Figure (IV. 9) : Le point de fonctionnement de la pompe	57

Partie B : coup de bélier

Figure (IV. 1) : Volant d'inertie [1].....	59
Figure (IV. 2) : Soupape de décharge [2]	60
Figure (IV. 3) : Ventouse à trois fonctions [2].....	61
Figure (IV. 4) : Ventouse à une seule fonction [2].....	61
Figure (IV. 5) : Cheminée d'équilibre sur refoulement [2]	62

Chapitre V : Distribution

Figure (V. 1) : Exemple d'un schéma de réseau ramifié [2].....	66
Figure (V. 2) : Schéma de réseau maillé [2]	67
Figure (V. 3) : Le tracé du réseau de distribution	71
Figure (V. 4) : Les débits du réseau de distribution	79
Figure (V. 5) : Les pressions du réseau de distribution	80
Figure (V. 6) : Les vitesses du réseau de distribution	81

Liste des symboles :

A : Amortissement annuel (Annuité).

a : Célérité de l'onde (m/s).

B : Bilan (DA).

b : Valeur du coup de bélier (m).

C : Coefficient pertes de charge dans une tuyère en (m).

D : Diamètre en (m).

DN : Diamètre normalisé en (m).

DR : Diamètre du réservoir.

E : Energie consommée par la pompe (KWh)

eu : Prix unitaire du KWh. En (DA).

F_{exp} : Frais d'exploitation (DA).

F_{am} : Frais d'amortissement (DA).

g : Accélération de la pesanteur en m/s².

H : Hauteur(m).

H_a : Hauteur d'aspiration(m).

H_r : Hauteur de refoulement(m).

H_g : Hauteur géométrique en (m).

HMT : La hauteur manométrique totale en (m).

H₀ : Pression absolue de la Conduite en (m).

JL : perte de charge linéaire (m).

J_s : Perte de charge singulière (m).

J_t : Perte de charge total (m).

H_{inc} : Hauteur du volume d'incendie (m)

i : Taux d'annuité.

J : Pertes de charge par unité de longueur (m/ml).

J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m).

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

K_c : Coefficient dépendent de la nature de la conduite.

K_{max.j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération

K_{min.j} : Coefficient d'irrégularité minimal.

K_{max.h} : Coefficient de variation de consommation maximum horaire.

K_{min.h} : Coefficient de variation de consommation minimum horaire.

L : Longueur de la conduite en (m).

m : Coefficient de rognage.

N: Nombre d'habitant.

N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).

n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement ($n = 30$ ans).

NPSH d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration.

NPSH r : Charge nette minimale requise à l'aspiration.

P : Puissance de pompage en (KWh).

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

PN : Population à l'horizon.

P0 : Pression absolue.

PU : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).

Pr : pourcentage rognage.

P% : Résidu maximal dans le réservoir (%).

PV : Tension de vapeur de l'eau pompé.

P atm : Pression atmosphérique.

Q : Débit refoulé dans la conduite en m³/s.

Q max .h : Débit entrant dans la station (m³/h).

Q min. j : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.

Q moy : Consommation moyenne journalière des consommateurs en m³/s.

Q max. j : Consommation maximale journalière en (m³/j).

Q sp : débit spécifique (l/s. m).

Q r : débit de route (l/s).

Q p : débit de pointe (l/s).

R e : Nombre de Reynolds.

R : Pourcentage de rognage.

R0 : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.

S : Section de la conduite (m²).

T : Température de l'eau.

Tp : Temps de pompage (h).

t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).

ta : Taux d'accroissement de la population %

V : Vitesse d'écoulement en m/s.

Vf : Vitesse finale choisie.

V max : Volume maximal de stockage en (m³).

V m: Vitesse moyenne dans un intervalle donné.

V sr : Volume de la station de reprise en (m³).

V tot : Volume total du réservoir en (m³).

Vinc : volume incendie (m³).

θ: Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.

ρ : Masse volumique de l'eau.

η : Rendement de la pompe en (%).

δ_0 : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

λ : Coefficient de pertes de charge

Introduction générale

L'eau est une ressource vitale et essentielle à la survie de toutes les formes de vie sur Terre. Elle occupe une place centrale dans de nombreux aspects de notre quotidien, de l'hydratation de notre corps à l'irrigation des cultures en passant par la production d'énergie. Aujourd'hui la terre connaît une véritable crise d'eau, l'Algérie est l'un des pays qui ont ce problème.

Dans le cadre de ce mémoire, nous nous intéresserons à l'eau sous un angle particulier, celui de l'eau potable. Elle est une ressource précieuse qui fait l'objet de préoccupations grandissantes en raison de la croissance démographique, de l'urbanisation et des pressions exercées par les changements climatiques.

L'alimentation en eau potable désigne le processus de fourniture d'eau de qualité suffisante et sécurisée pour la consommation humaine, répondant ainsi aux normes sanitaires établies.

C'est dans ce contexte que ce projet de fin d'études a pour objectif d'étudier le système d'alimentation en eau potable de la nouvelle cité AADL 1900 logements à Ouled Bellil, commune de BOUIRA, wilaya de BOUIRA pour l'horizon projeté 2053.

Nous débuterons notre travail en présentant la zone d'étude et en estimant les besoins actuels et futurs en eau, constituant ainsi le premier chapitre.

Une fois les besoins en eau estimés, le deuxième chapitre sera consacré au dimensionnement du réservoir de stockage.

Le troisième chapitre portera sur l'adduction, où nous examinerons les types de conduites et réaliserons une étude technico-économique incluant le dimensionnement des conduites.

Le quatrième chapitre se concentrera sur le choix des pompes appropriées pour répondre aux exigences du projet, en accordant une attention particulière au phénomène du coup de bélier.

Le dernier chapitre de ce mémoire abordera le dimensionnement du réseau de distribution, avec une vérification du comportement hydraulique du réseau à l'aide d'un logiciel numérique.

Nous concluons ensuite par une synthèse générale.

Partie A : Présentation de site

I.1. Introduction

Pour assurer une bonne étude d'un réseau d'alimentation en eau potable (AEP), il est essentiel de collecter des données sur les caractéristiques de la zone d'étude. Ce chapitre fournit une vue d'ensemble de la commune de Ouled Bellil et des zones concernées par la caractérisation, y compris les données géographiques, climatiques et hydrauliques.

I.2 Présentation du site

I.2.1. Situation géographique

Elle est située à environ 80 km au sud-est d'Alger et au sud de la chaîne du Djurdjura dans l'Atlas tellien. À 525 mètres d'altitude, elle se trouve dans la vallée du fleuve Sahel qui est dominée au nord par le piton montagneux de Tikjda.

Elle est limitée par les wilaya suivants :

- Au nord : par les wilayas de Boumerdes et de Tizi-Ouzou
- A l'est : par les wilayas de Bejaia et de Bordj Bou Arreridj
- Au sud, par les wilayas de M'sila et de Médéa
- A l'ouest, par les wilayas de Médéa et de Blida.



Figure (I.1) : les limites administratives de la wilaya de BOUIRA

I.2.2. Situation géographique de la zone d'étude

Ouled Bellil est un village faisant partie de la commune de BOUIRA, Daira de BOUIRA wilaya de BOUIRA en Algérie. Située sur un terrain en pente, lui permettant une bonne relation visuelle avec le centre, cette zone est localisée au niveau de la partie Sud-Ouest de l'agglomération chef-lieu. Elle présente un tissu dont l'urbanisation s'est faite d'une manière anarchique.

La partie concernée par l'étude représente Le village de Ouled Bellil., elle est limitée

- Au Nord : une piste
- Au Sud : terrains agricoles
- A l'Est : habitat individuel
- A l'Ouest : habitat individuel



Figure (I.2) : Situation de la région d'étude



Figure (I.3) : Situation de la région d'étude

I.2.3. Situation climatique

Le climat de la région est de type méditerranéen, caractérisé par :

- Les étés sont chauds et secs.
- Les hivers sont longs, frisquet et partiellement nuageux.

I.2.3.1 Température

Les températures mensuelles de l'année (2022) sont représentées dans le tableau (I.1) [1] :

Tableau (I.1) : Températures mensuelles

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Tmin(°C)	-1.1	1.2	1.5	1.7	7.1	12.1	16.4	15.7	12.7	11.2	3.2	4.1
Tmax(°C)	25.0	25.4	22.4	29.6	36.3	40.6	42.2	41.2	39.4	34.0	30.3	24.6

I.2.3.2 Précipitation

Les pluies mensuelles de l'année (2022) sont représentées dans le tableau (I.2) [1] :

Tableau (I.2): Pluies mensuelles

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Pmin(mm)	0.2	0.4	0.2	0.3	0.2	0.3	0.3	3.0	0.3	2.0	0.7	0.3
Pmax(mm)	7.0	22.0	14.0	40.0	9.0	0.3	0.3	3.0	28.0	15.0	15.0	7.0
Pmoy(mm)	13.5	25.4	56.3	90.5	16.2	0.6	0.9	3.0	39.1	28.0	52.1	13.8

I.2.3.3 Vent

La commune Ouled Bellil., et plus spécifiquement la région de Ouled Bellil., connaît une variation saisonnière modérée de la vitesse horaire moyenne du vent au cours de l'année 2022. En effet, la période la plus venteuse s'étend sur 6 mois, d'octobre à mai, avec des vitesses moyennes supérieures à 11,5 kilomètres par heure. Le mois de décembre est le plus venteux de l'année, avec une vitesse horaire moyenne du vent de 12,6 kilomètres par heure. En revanche, le mois d'août est le plus calme de l'année à Ouled Bellil., avec une vitesse horaire moyenne du vent de 10,5 kilomètres par heure. Il est important de noter que ces données sont spécifiques à la région de Ouled Bellil. Et peuvent varier dans d'autres parties de la wilaya de Bouira [1].

I.2.2. Situation topographique

La topographie est un facteur crucial à prendre en compte lors de la conception d'un projet d'alimentation en eau potable. Dans le cas du village de Ouled Bellil, avec des altitudes oscillantes entre 333 mètres et 388 mètres. [1]

I.2.3. Situation démographique

D'après les services d'APC de la commune de BOUIRA, ainsi que le dernier RGPH (Le recensement Général de la Population et de l'Habitat) de l'année 2023, le nombre d'habitant du village Ouled Bellil est de **11400 habitants**. [1]

I.2.4. Equipements et infrastructures

Elle se compose d'habitat individuel dispersé et illicite ainsi quelques équipements (école primaire- mosquée - salle de soins). On notera que tous ces équipements se trouvent dans la zone inconstructible et inondable. [1]

Partie B : Estimation des besoins

I.1. Introduction

Nous avons pour objectif de satisfaire les besoins en eau potable de la nouvelle ville AADL Ouled Bellil d'ici 2053. Pour y parvenir, nous nous concentrons sur l'étude approfondie des projections de la demande en eau, qui sont étroitement liées à l'évolution démographique ainsi qu'à la diversité des modes de vie et des infrastructures locales existantes.

I.2. Estimation de la population

Il faut prendre en considération le taux d'évolution de la population à long terme à fin d'estimer la population en situation futur.

Par conséquent l'évolution de la population d'une agglomération sera calculée par la loi suivante :

$$P_n = P_0 (1 + t)^n \quad (I-1)$$

Avec :

P_n : Population future à l'horizon voulu

P₀ : Population de l'année de référence

t : Taux d'accroissement annuel de la population

n : Nombre d'années séparant les deux horizons

Le taux d'accroissement moyen est : **t = 2.87%**. [5]

L'étude sera faite à l'horizon 2053

I.2.1. Population actuelle

Selon la Direction des Ressources en Eau (DRE) de la wilaya de BOUIRA, la population moyenne est fixée à six (6) personnes par logement, donc la population totale est estimée comme suit :

N = nombre de logt x 6 hab/logt

N = 1900 x 6

Donc : **N = 11400 habitants**

I.2.2. Population future

Pour notre étude, l'horizon de calcul prévu pour 2053 (n=30 ans).

- Le taux d'accroissement est **t = 2.87 %**.

- La population actuelle $P_0 = 11400$ habitants.

Les résultats sont reportés sur le tableau (II.1) :

Tableau (I.1) : Estimation de la population future

Population actuel	Population future
114000	26642

Le nombre d’habitants estimé pour l’horizon de 30 ans est de **26642** habitants.

I.3. Estimation des besoins en eau potable

I.3.3. La consommation moyenne journalière domestique

❖ Dotation

La dotation journalière est définie comme étant la quantité d’eau moyenne consommée par habitant et par jour, elle est exprimée en (l/j/hab).

La dotation varie pour les petites agglomérations de 60 à 100 l/j/hab, et de 100 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations. [6]

Il est jugé qu’une dotation de 150 litres/jour/habitant sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population.

I.3.1.1. Besoin domestiques

➤ Débit moyen journalier

Le débit moyen journalier selon la formule suivante est égal a :

$$Q_{\text{moy.j.h}} = N \times D \tag{I-2}$$

Tableau (I.2) : Estimation des besoins actuel et future des habitants

Nombre d’habitants		Dotation	Besoins (m ³ /j)	
2023	2053		2023	2053
11400	26642	150 l/j/h	1710	3996.3

Avec :

- **D** : dotation en l/j/hab = 150 l/j/hab
- **N** : nombre d’habitants

- $Q_{\text{moy,j,h}}$: débit moyen journalier des habitants

I.3.1.2. Besoin public

Les résultats des différents besoins publics sont représentés sur le tableau (II.3) :

Tableau (I.3): Les besoins journalier de la zone d'étude

Désignation	Surface (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Besoins (m ³ /j)
A.E.F (12 classes)	5791.03	4	23.16
A.E.F (12 classes)	4500	4	18
A.E.F (6 classes)	3400.3	4	13.06
A.E.F (6 classes)	3500	4	14
CENTRE COMMERCIAL	1520.56	5	7.6
RESERVE EQUIPEMENT 4	1772.09	5	8.86
RESERVE EQUIPEMENT 3	1290.25	5	6.45
RESERVE EQUIPEMENT 2	2215.24	5	11.08
RESERVE EQUIPEMENT 5	1370	5	6.85
RESERVE EQUIPEMENT 1	390	5	1.95
Total	22249.47		111.01

I.4. Estimation des besoins public pour l'horizon future

Afin d'estimer les besoins d'équipements à l'horizon future (2053), on fait intervenir le rapport entre les besoins public et les besoins domestiques en appliquant la formule suivante :

$$\frac{Q_{\text{equi actuel}}}{Q_{\text{dom actuel}}} = \frac{Q_{\text{equi futur}}}{Q_{\text{dom futur}}} \quad (\text{I-3})$$

Avec :

Q equi actuel : Besoins publics en 2023 (m³/j)

Q equi futur : Besoins publics en 2053 (m³/j)

Q dom actuel : Besoins domec+ç\$tgfbv tique en 2023 (m³/j)

Q dom futur : Besoins domectique en 2053 (m³/j)

Les consommations moyennes journalières actuelles et futures sont dans le tableau (I.4) :

Tableau (I.4): Récapitulatif des besoins domestiques et public à l'horizon actuel et futur

Secteur	Besoins actuels en 2023 (m ³ /j)	Besoins futurs en 2053 (m ³ /j)
Domestique	1710	3996.3
Public	111.01	259.4
Total	1821.01	4255.7

I.5. Majoration de la consommation moyenne journalière

Tenant compte des fuites et du gaspillage qui peuvent exister, nous pouvons les compenser, en majorant la consommation avec un coefficient de majoration d'environ 20% ; On peut exprimer la majoration de la consommation journalière par l'équation suivante : [1]

$$Q_{\text{moy.j.maj}} = K_f \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{I-4})$$

Avec :

Q_{moy.j.maj} : Débit moyen majoré (m³/j)

K_f : Coefficient de majoration = 1.2

Q_{moy.j} : Débit moyen journalier (m³/j)

Les résultats de cette majoration sont donnés par le tableau (II.5) :

Tableau(I.5): Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future

$Q_{moy,j} (m^3/j)$		$Q_{moy,j,maj} (m^3/j)$	
2023	2053	2023	2053
1821.01	4255.7	2185.21	5106.84

I.6. Coefficient d'irrégularité

En fonction des jours, des semaines et des mois, la consommation en eau potable n'est pas constante, et sa variation présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum $K_{max,j}$ et minimum $K_{min,j}$. [1]

I.6.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j,maj} \quad (I-5)$$

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalière.

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad (I-6)$$

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre (1,1 et 1,3), elle est prise égale à 1,2 pour un réseau neuf, c'est le cas de la présente étude. [1]

I.6.2. Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j,maj} \quad (I-7)$$

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalière.

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j} \quad (I-8)$$

$K_{min,j}$ varie entre 0.7 et 0.9. Pour notre cas nous prenons $K_{min,j} = 0,9$. [1]

Avec :

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

$Q_{max,j}$: consommation maximal journalière qui correspond à la journée la plus chargée de l'année.

$Q_{min,j}$: consommation minimal journalière qui correspond à la journée là moins chargée de l'année.

La consommation maximale et minimale journalière pour la zone d'étude est résumée dans le tableau (II.6).

Tableau(I.6): Consommation maximale et minimale journalière

Consommation maximal journalière (m ³ /j)				
Q _{moy.j.maj} (m ³ /j)		K _{max,j}	Q _{max,j} (m ³ /j)	
2023	2053		2023	2053
2185.21	5106.84	1.2	2622.25	6128.21
Consommation minimal journalière (m ³ /j)				
Q _{moy.j.maj} (m ³ /j)		K _{min,j}	Q _{min,j} (m ³ /j)	
2023	2053		2023	2053
2185.21	5106.84	0.9	1966.69	4596.16

A l'horizon 2053 la consommation moyenne journalière s'élèvera à **6128.21 (m³ /j)**.

I.6.3. Coefficient d'irrégularité maximale et minimale horaire (K_{max,h}, K_{min,h})

Le débit horaire varie suivant les heures de la journée (sur les 24 heures). Ces variations sont caractérisées par les coefficients **K_{max,h}** et **K_{min,h}** appelées respectivement la variation maximale et minimale horaire. [1]

A) Coefficient d'irrégularité maximale horaire (K_{max,h})

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.[1]

Ce coefficient a deux facteurs qui sont : **α_{max}** et **β_{max}**

$$\mathbf{K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max}} \quad (\mathbf{I9})$$

Avec :

β_{max} : dépend du nombre d'habitant de l'agglomération.

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

Note : α_{\max} varie entre 1,2 et 1,4. [1]

Dans notre cas $\alpha_{\max} = 1.2$

β_{\max} est donné par le tableau (II.7) : [1]

Tableau (I.7): Valeur de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitant x 10^3	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Après l'interpolation on trouve $\beta_{\max} = 1.16$

Alors :

$K_{\max,h} = 1.4$

B) Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$)

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire.

Ce coefficient a deux facteurs qui sont : α_{\min} et β_{\min}

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \tag{I 10}$$

Avec :

α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

β_{\min} : dépend du nombre d'habitant de l'agglomération.

Note : α_{\min} varie entre (0.4 et 0.6)

Dans notre cas $\alpha_{\min} = 0.4$

β_{\min} est donné par le tableau (I.8) : [1]

Tableau (I.8): β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitant x 1000	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	50
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

Après l'interpolation on trouve $\beta_{\min} = 0.52$

$$K_{\min.h} = 0.2$$

I.7. Variation de la consommation horaire

I.7.1. Consommation moyenne horaire

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = Q_{\text{max.j}}/24 \quad (\text{I-11})$$

Avec :

$Q_{\text{moy.h}}$: Débit moyen horaire en m^3/h .

$Q_{\text{max.j}}$: Débit maximum journalière en m^3/j .

$$Q_{\text{max.j}} = 6128.21 \text{ m}^3/\text{j}$$

Alors :

$$Q_{\text{moy.h}} = 255.34 \text{ m}^3/\text{h}$$

I.7.2. Consommation maximale horaire

C'est le débit consommé pendant l'heure la plus chargée de la journée, et ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{max.h}} = Q_{\text{moy.h}} * K_{\text{max.h}} \quad (\text{I-12})$$

Avec :

$Q_{\text{moy.h}}$: Débit moyen horaire en m^3/h .

$K_{\text{max.h}}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire.

$$Q_{\max.h} = 357.48 \text{ m}^3/\text{h}$$

I.7.3. Consommation minimale horaire

Elle correspond à l'heure la moins chargée de la journée, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Elle est calculée comme suit :

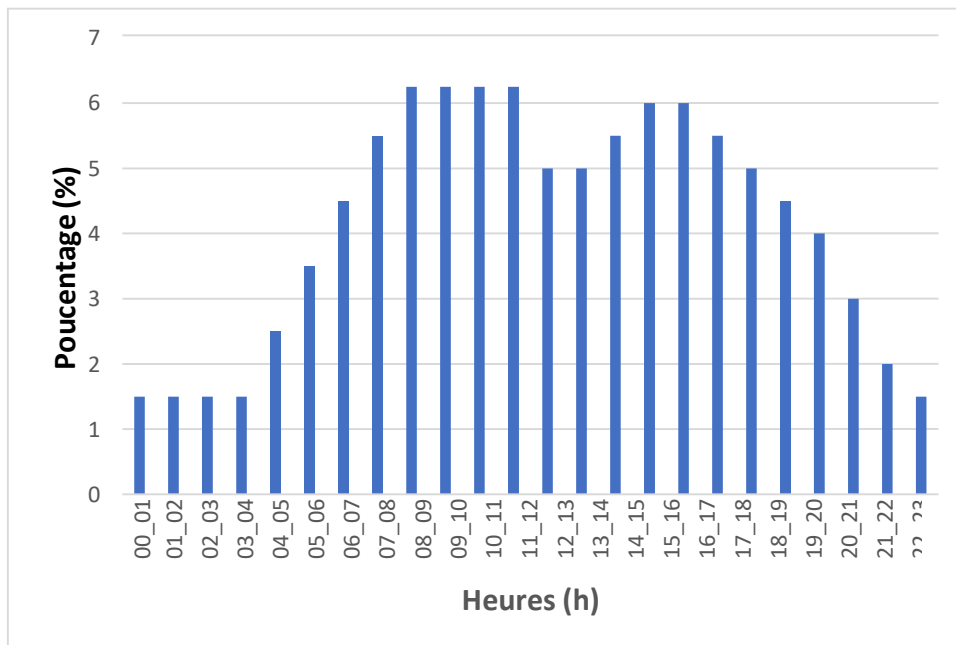
$$Q_{\min.h} = Q_{\text{moy.h}} * K_{\min.h} \tag{I-13}$$

Avec :

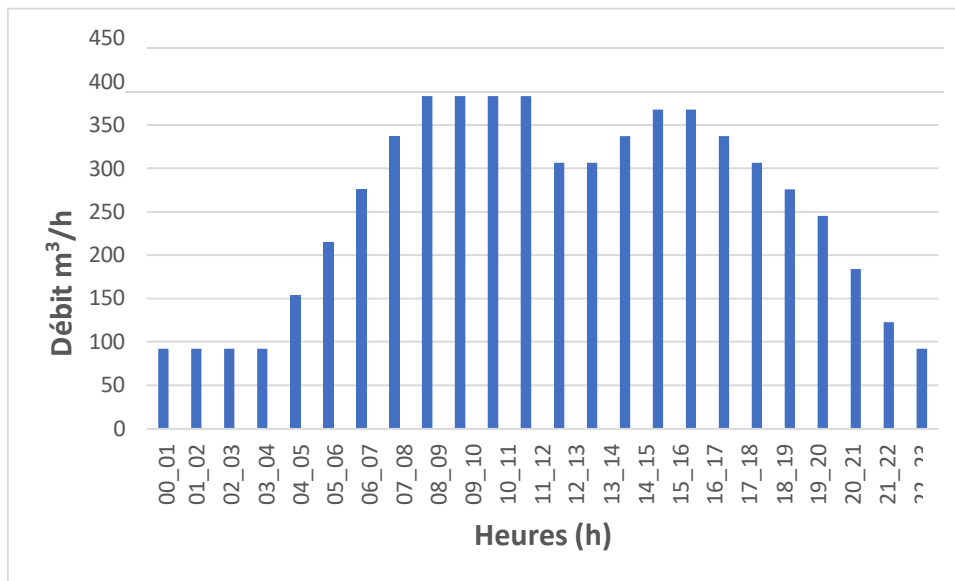
$Q_{\text{moy.h}}$: Débit moyen horaire en (m³/h).

$K_{i.h}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire.

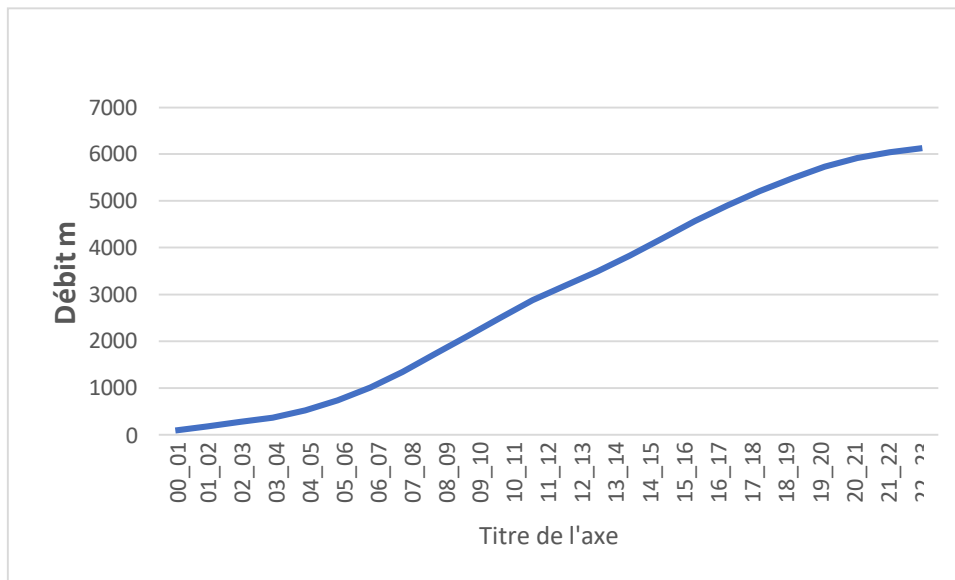
$$Q_{\min.h} = 51.07 \text{ m}^3/\text{h}$$



Figure(I.1): Histogramme de la consommation horaire par pourcentage (%)



Figure(I.2): Histogramme de la consommation horaire de l'agglomération



Figure(I.3): Courbe de consommation cumulée

I.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu étudier les différentes caractéristiques géologiques, climatiques et démographiques de la commune de Ouled Bellil. Ces données constituent des informations de base essentielles pour la planification d'un système d'alimentation en eau potable efficace pour le village.

En utilisant ces informations, nous pourrions mieux comprendre les défis et les opportunités liés à l'approvisionnement en eau de la région et concevoir un plan qui répondra aux besoins de la population de manière durable et efficace.

Ce chapitre nous a permis aussi d'estimer les différents besoins de la zone d'étude. En effet en intégrant toutes les catégories de consommation, le total des besoins en eau à l'horizon 2053 est

évalué à 6128.21 m³ /j, soit 70.92 l/s. Les résultats obtenus nous permettrons par la suite d'évaluer les capacités optimales des réservoirs, garantir le bon fonctionnement du système tout en assurant aux habitants des quantités d'eau suffisantes.

II.1 Introduction

Le réservoir joue un rôle crucial dans un système d'approvisionnement en eau potable, il est souvent présent dans la plupart des installations de distribution d'eau. Dans ce chapitre, nous allons procéder au dimensionnement des réservoirs destinés à alimenter la zone d'étude et évaluer la capacité de ces réservoirs à répondre aux besoins futurs.

II.2 Rôles du réservoir

Les réservoirs d'eau potable présentent plusieurs avantages tels que [1] :

- Ils stockent les eaux en excès pendant les heures de faible consommation et les restituent aux heures de pointes ;
- Ils assurent une pression suffisante dans le réseau de distribution et une marche uniforme des pompes ;
- Ils maintiennent l'eau à l'abri des risques de contamination et la préservant contre les fortes variations de températures ;
- Ils assurent une distribution continue en eau en cas de panne à la station de pompage, de coupure d'électricité ou de brise de la conduite ;
- Ils luttent contre d'éventuels incendies moyennant une réserve d'eau stockée.

II.3 Classification des réservoirs

Ils sont classés selon [1] :

II.3.1. Leur position par rapport au sol

On distingue :

- Réservoirs enterrés, réservoirs semi enterrés et les réservoirs sur le sol ;
- Réservoirs surélevés : la cuve du réservoir étant disposée sur une tour ;
- Réservoir avec station de surpression associée : l'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression ;
- Réservoir sous pression : un dispositif de compresseur d'air maintient au-dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.

II.3.2. La forme

On distingue :

- Réservoirs séculaires ;
- Réservoirs carrés, rectangulaires ;
- Réservoirs quelconques.

II.3.3. Le matériau de construction

Les réservoirs peuvent être :

- Des réservoirs métalliques ;
- Des réservoirs en maçonnerie ;
- Des réservoirs en béton armé ordinaire ou précontraint.

II.3.4. Leur mode de fermeture

On distingue :

- Réservoirs couverts ;
- Réservoirs non couverts.

II.3.5. Selon l'usage

On distingue :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- Réservoir de traitement.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

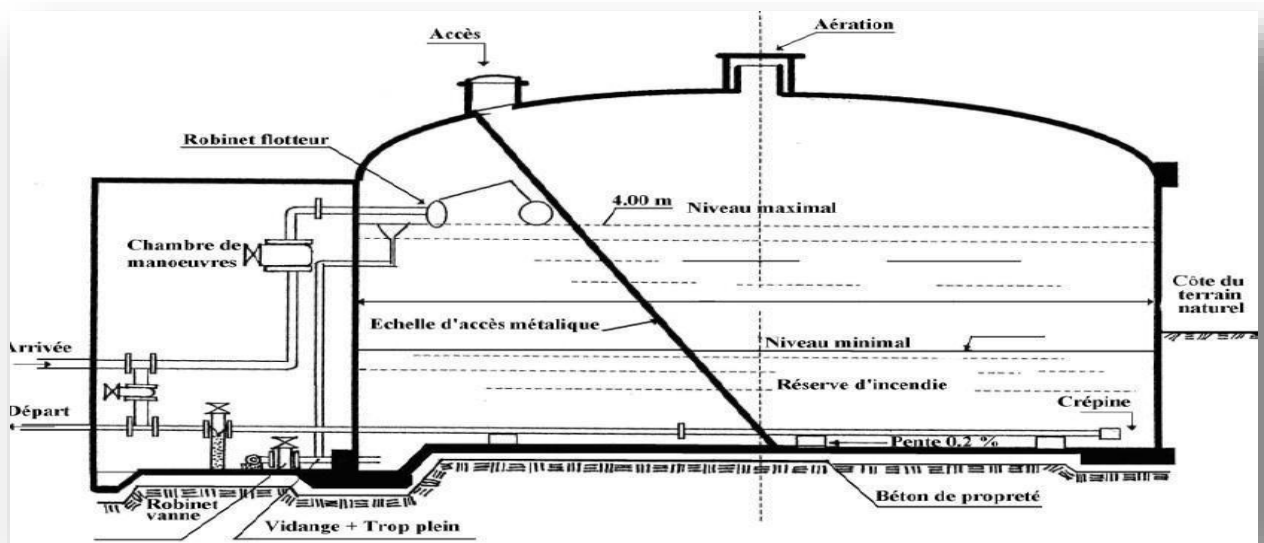
- Facteurs économiques ;
- Sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Possibilités d'adaptation au réseau ;
- Possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

II.4 Equipement du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé [2]:

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation
- D'une conduite de départ ou de distribution
- D'une conduite de vidange
- D'une conduite de trop-plein
- Du système de matérialisation d'incendie
- D'une conduite by-pass. Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre (voir figure II.1).

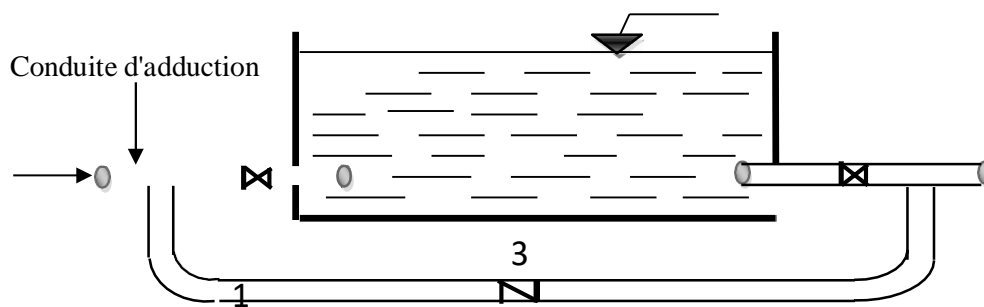
La traversé des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides.



Figure(II.1): Schéma général d'un réservoir [2]

II.4.1. Conduite d'arrivé ou d'adduction

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en Siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée de l'eau permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et écoulements par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter où à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti- bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydate (voir figure II.2). [1]



Figure(II.2) : conduite d'adduction [1]

II.4.2. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radie (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite (voir figure II.3). [1]

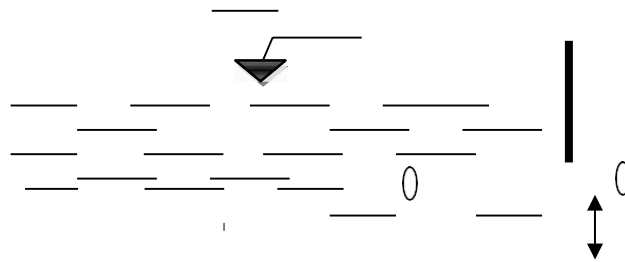


Figure (II.3) : Conduite de distribution [1]

II.4.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers. [1]

II.4.4. Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable. [1]

II.4.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge (voir figure II.4). [1]

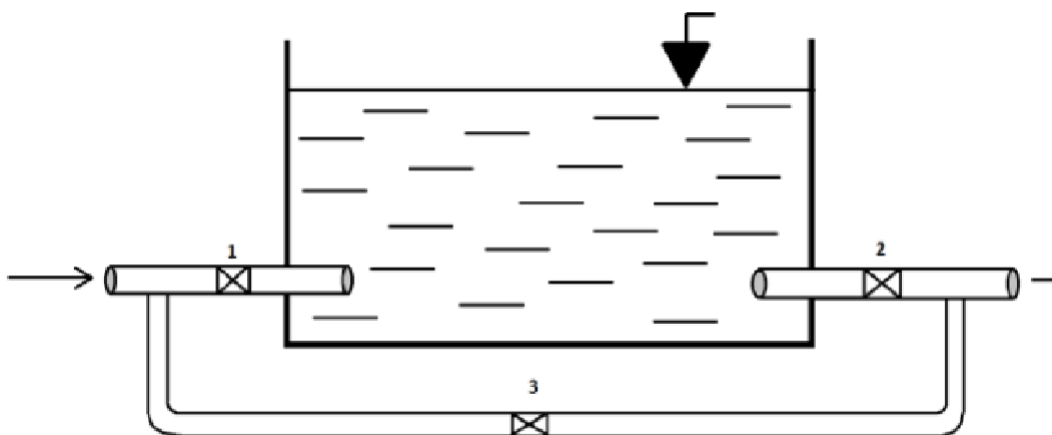


Figure (II.4) : Conduite by-pass [2]

II.4.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver la réserve destinée à la lutte contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, il faut interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, on distingue deux types de disposition :

Système à deux prises en temps normal, (1) est fermée et (2) ouvert, en cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (1), mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

Système à siphon le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint : en service normal, (1) est ouvert et (2) fermé. Si le niveau dans le réservoir devait descendre en N, le siphon se désamorcera grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir (2). [1]

II.5 Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir est crucial pour garantir un bon fonctionnement du réseau de distribution d'eau. Plusieurs facteurs doivent être pris en compte pour choisir judicieusement l'emplacement du réservoir.

Tout d'abord, l'altitude du réservoir, en particulier celle du radier, doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique requise sur le réseau pour permettre une alimentation gravitaire du réseau de distribution. En outre, pour des raisons économiques, il est préférable que le remplissage se fasse gravitairement, ce qui implique que le réservoir soit placé à un point bas par rapport à la prise d'eau.

L'emplacement idéal pour le réservoir est généralement à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation. Il est également important d'évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir pour déterminer approximativement l'altitude du radier. La topographie et la géologie des lieux doivent également être prises en compte dans le choix de l'emplacement.

Enfin, il est important de considérer les extensions futures de l'agglomération afin de prévoir l'évolution de la demande en eau et d'assurer une pression suffisante au moment de pointe. [3]

II.6 Choix du type de réservoir

Il est préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi-enterré car ces deux types de réservoirs représentent par rapport au réservoir sur tour les avantages suivants [3] :

- Économie sur les frais de construction ;
- Étude architecturale très simplifiée ;
- Étanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante.

II.7 La Capacité du réservoir

Pour déterminer la capacité du réservoir, il est essentiel de prendre en compte les variations du débit entrant et sortant, ainsi que les apports et la consommation journalière de l'agglomération. Il existe deux méthodes pour effectuer ce calcul [3] :

- La méthode analytique ;
- La méthode graphique.

II.7.1. Méthode graphique

Pour estimer la capacité d'un réservoir par la méthode graphique, il est exigé de connaître la courbe de consommation totale (intégrale) et la courbe d'apport. Pour tracer la courbe d'apport, il faut connaître le temps de fonctionnement de la pompe. En fixant la durée de fonctionnement des pompes au bout de ce temps les pompes doivent refouler 100% du débit maximum journalier.

II.7.2. Méthode analytique

En utilisant cette formule, il est possible de calculer la capacité nécessaire pour satisfaire les besoins en eau de la population desservie, tout en prenant en compte les variations de consommation et de débit entrant.

$$V_{max} = (P_{max} (\%) \times Q_{max.}) / 100 \quad (II-1)$$

Avec :

- V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m³) ;
- P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir (%) ;
- $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j).

➤ Détermination de la valeur de P :

La valeur de P, qui représente la proportion de la consommation journalière maximale à stocker dans le réservoir, peut être déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-max}| \quad (II-2)$$

Où :

- R_{+max} : Résidu maximum positif (%) ;
- R_{-max} : Résidu maximum négatif (%).

II.8 Volume total du réservoir

Il est déterminé par la formule suivante :

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad (II-3)$$

Avec :

- V_T : Volume totale du réservoir (m³) ;
- V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie (m³).

➤ **Calcul du diamètre :**

Après avoir déterminé la capacité des réservoirs, on calcule leurs dimensions à l'aide de la formule suivante :

$$D = \left(\frac{4 \times v}{\pi \times H} \right)^{1/2} \tag{II-4}$$

Avec:

- **D** : Diamètre du réservoir (m) ;
- **V** : Volume du réservoir ;
- **H** : Hauteur de l'eau dans le réservoir.

➤ **Calcul de la hauteur d'incendie**

La hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir est calculée par la formule suivante :

$$H_{inc} = \frac{4 * V_{inc}}{3.14 * D^2} \tag{II-5}$$

II.9 Dimensionnement des réservoirs par la méthode analytique

II.9.1. Capacité de la bache d'eau (SR1)

La station de reprise 1 (SR1) sera alimenté par 2 réservoirs 2 x 5000M3, qui sont situés à MATMORA avec un débit de 0.0709 m³/s sur une longueur de 12898m. Il assurera une distribution gravitaire vers SR1.

Tableau (II.1) : capacité de la bache d'eau (SR1)

Heures	Apport %	Refoulement %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	4,166	5		-0,834	-0,834
01_02	4,166	5		-0,834	-1,668
02_03	4,166	5		-0,834	-2,502
03_04	4,167	5		-0,833	-3,335
04_05	4,167	5		-0,833	-4,168
05_06	4,167	5		-0,833	-5,001
06_07	4,167	5		-0,833	-5,834
07_08	4,167	5		-0,833	-6,667
08_09	4,167	5		-0,833	-7,5
09_10	4,167	5		-0,833	-8,333
10_11	4,167	5		-0,833	-9,166

Heures	Apport %	Refoulement %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
11_12	4,167	5		-0,833	-9,999
12_13	4,167	5		-0,833	-10,832
13_14	4,167	5		-0,833	-11,665
14_15	4,167	5		-0,833	-12,498
15_16	4,167	5		-0,833	-13,331
16_17	4,167	5		-0,833	-14,164
17_18	4,167	5		-0,833	-14,997
18_19	4,167	0	4,167		-10,83
19_20	4,166	0	4,166		-6,664
20_21	4,166	0	4,166		-2,498
21_22	4,166	0	4,166		1,668
22_23	4,166	5		-0,834	0,834
23_00	4,166	5		-0,834	0
TOTAL	99.84	100	16.64	-16,8	159,984

$$P_{\max} \% = |1,668| + |-14,997| = 16.665 \%$$

- **Le volume de régulation du réservoir :**

$$V_R = 16.64 \times (6128/100) = 1019.699 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 1019.699 + 120$$

$$V_t = 1139.699 \text{ m}^3$$

On prend un réservoir de volume $V = 1200 \text{ m}^3$

- **Diamètre de réservoir**

$$D = (4 * 1200 / 3.14 * 2)^{0.5}$$

$$D = 27.64\text{m} = 28 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie**

$$H_{\text{inc}} = (4 * 120 / 3.14 * 28^2)$$

$$H_{\text{inc}} = 0.194 = 0.2\text{m}$$

II.9.2. Capacité de la bêche d'eau (SR2)

La station de reprise 2 (SR2) sera alimenté par la station de reprise 1, avec un débit de 0.085 m³/s sur une longueur de 2477m.

Remarque :

La pompe de la 2^{ème} station de reprise démarre après 15 min du démarrage de la pompe de la 1^{ère} station de reprise.

Alors :

$$V_u = 6128 \times 0.25 / 24$$

$$V_u = \mathbf{63.83 \text{ m}^3}$$

On prend $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$ ce qui donne le volume total de réservoir $V_t = \mathbf{63.83 + 120}$

$$V_t = \mathbf{183.83 \text{ m}^3}$$

On prend un réservoir de volume $V = \mathbf{200 \text{ m}^3}$

- **Diamètre de réservoir**

$$D = (4 * 200 / 3.14 * 2)^{0.5}$$

$$D = \mathbf{11.29 \text{ m} = 11.5 \text{ m}}$$

- **La hauteur d'incendie**

$$H_{inc} = (4 * 120 / 3.14 * 11.5^2)$$

$$H_{inc} = \mathbf{1.15 \text{ m}}$$

II.9.3. Capacité du réservoir de distribution

Le réservoir de distribution sera alimenté par la station de reprise 1, avec un débit de 0.085 m³/s sur une longueur de 515 m. il assurera une distribution gravitaire vers l'agglomération.

Tableau (II.2) : Capacité du réservoir de distribution

Heures	Apport %	distribution %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	5	4,166	0.834		0.834
01_02	5	4,166	0.834		1.668
02_03	5	4,166	0.834		2.501
03_04	5	4,167	0.833		3.335
04_05	5	4,167	0.833		4.167
05_06	5	4,167	0.833		5.001
06_07	5	4,167	0.833		5.834
07_08	5	4,167	0.833		6.667
08_09	5	4,167	0.833		7.5
09_10	5	4,167	0.833		8.333
10_11	5	4,167	0.833		9.166
11_12	5	4,167	0.833		9.999
12_13	5	4,167	0.833		10.832
13_14	5	4,167	0.833		11.665
14_15	5	4,167	0.833		12.492
15_16	5	4,167	0.833		13.331
16_17	5	4,167	0.833		14.164
17_18	5	4,167	0.833		14.997
18_19	0	4,167	0	-4,167	10.83

Heures	Apport %	Refolement %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
19_20	0	4,166	0	-4,166	6.664
20_21	0	4,166	0	-4,166	2.498
21_22	0	4,166	0	-4,166	-1.668
22_23	5	4,166	0.834		-0.834
23_00	5	4,166	0.834		0
TOTAL					

$$P_{\max} \% = |14.997| + |-0.834| = 15.831$$

- **Le volume de régulation du réservoir :**

$$V_R = 15.831 \times (6128/100) = 970.12368 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{res}} + V_{\text{inc}} = 970.12368 + 120 = 1090.12368 \text{ m}^3$$

On prend un réservoir de volume **V = 1200 m³**

- **Diamètre de réservoir**

$$D = (4 * 1200 / 3.14 * 4)^{0.5}$$

$$D = 19.54 \text{ m} = 20 \text{ m}$$

- **La hauteur d'incendie**

$$H_{\text{inc}} = (4 * 120 / 3.14 * 20^2)$$

$$H_{\text{inc}} = 0.382 = 0.4 \text{ m}$$

Voici le tableau (III.4) qui regroupe les résultats :

Tableau (II.3) : récapitulation des résultats

Nom	Pmax%	Qmax.j (m3/j)	Vu (m3)	Vinc (m3)	Vt (m3)
SR1	16.665	6128.21	1019.699	120	1200
SR2			63.83		200
Réservoir	15.831		970.12368		1200

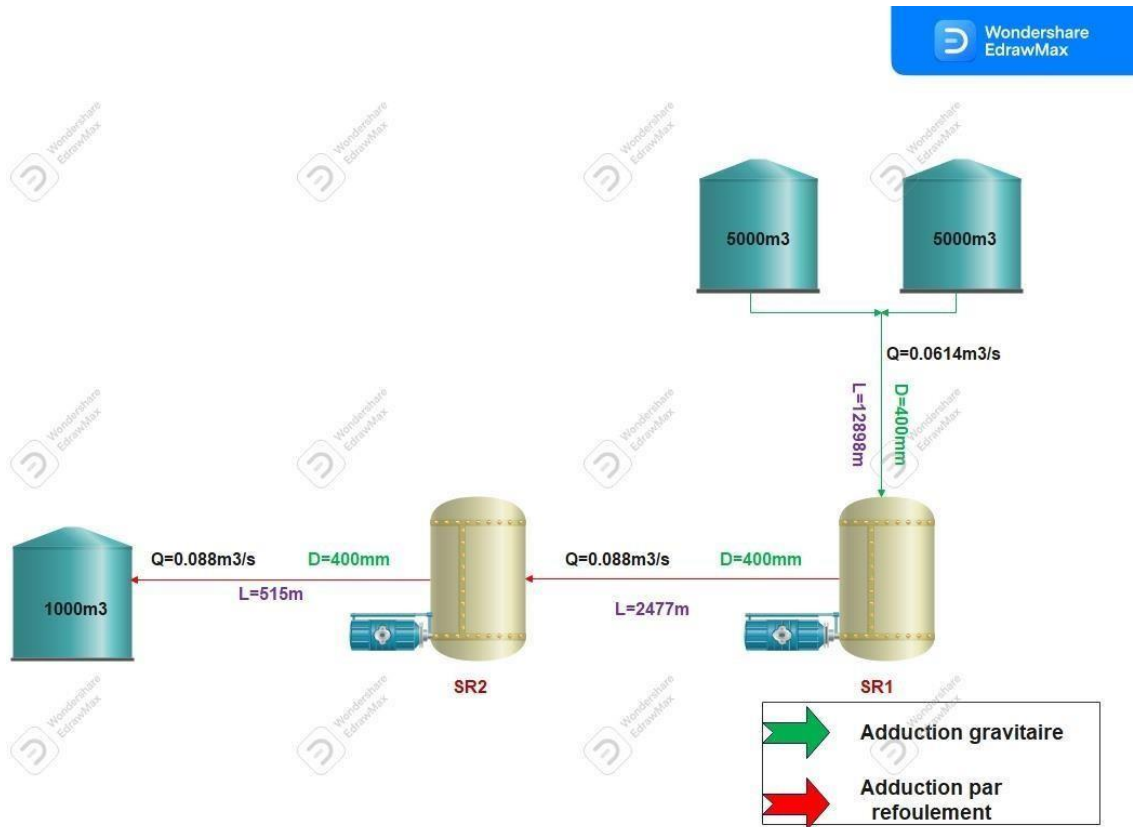


Figure (II.5): Schéma synoptique de système d'adduction

II.10 Conclusion

Dans le cadre de notre étude, nous avons pu déterminer les dimensions des ouvrages de stockage, tels que les réservoirs, ainsi que des ouvrages de transit, tels que les stations de reprise. Grâce à nos analyses, nous avons pu projeter la nécessité d'un réservoir d'une capacité de 1200 m³ pour répondre aux besoins à long terme. Cette planification stratégique permettra d'assurer un approvisionnement en eau adéquat et durable dans la région étudiée.

III.1 . Introduction

L'adduction de l'eau est définie comme le transport de l'eau sur de longues distances depuis la zone de captage jusqu'aux réservoirs de stockage ou de distribution.

Suivant le relief de la région à alimenter, on distingue trois types d'adduction à savoir [1] :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte
- **Adduction gravitaire**

La cote du point de captage est supérieure à la cote du point d'arrivée

- **Adduction par refoulement**

Dans ce cas les eaux sont relevées par une pompe, car la cote du pont de captage est inférieure à celle du point d'arrivée.

- **Adduction mixte**

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

Le tableau suivant montre les différentes adductions relatives à notre projet :

Tableaux (III.1): les différentes adductions relatives à notre projet

Adduction	Type
MATMORA-SR	Gravitaire
SR1-SR2	Refoulement
SR2-Réservoir	Refoulement

III.2 . Choix de types de conduites

Le choix du type de tuyauterie utilisé est basé sur certains critères qui doivent être respectés dans la mesure du possible, notamment :

- Le diamètre économique
- La pression de l'eau

- La nature du terrain et les conduites de poses
- La disponibilité sur le marché

Dans notre projet nous avons adopté des conduites en PEHD, en raison des multiples avantages qu'elles présentent, tels que [2]:

- Résiste à la corrosion, à l'abrasion, aux sels de déglacage et à la vibration assurant ainsi la pérennité des infrastructures.
- Facile à poser (grande flexibilité). Possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Se raccorde facilement au réseau existant (fonte, acier ... etc.).
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible).

III.3 . Description de schéma d'adduction

Dans le cadre de notre étude, le point de démarrage de notre adduction est à partir de deux réservoirs d'une capacité de deux fois 5000 m³, qui sont situées à MATMOURA commune d'ELASNAM, situé à une cote terrain de 600.5 m. L'eau s'écoulera gravitairement sur une conduite en PEHD au long de 12898 m jusqu'à la station de reprise (SR1) située à une cote terrain de 509 m. L'eau sera ensuite refoulée vers la station de reprise (SR2) située à une cote de 607 m avec une conduite en PEHD aussi et sur une longueur de 2477 m. A partir de cette station (SR2) l'eau sera refoulée à travers une conduite sur 620 m de longueur vers le réservoir (R1000) située à une cote de 690 m (voir figure III.1).

Remarque

Toutes les conduites sont en PN 16.

Le Schéma synoptique du système d'adduction est représenté par la figure (III.1).

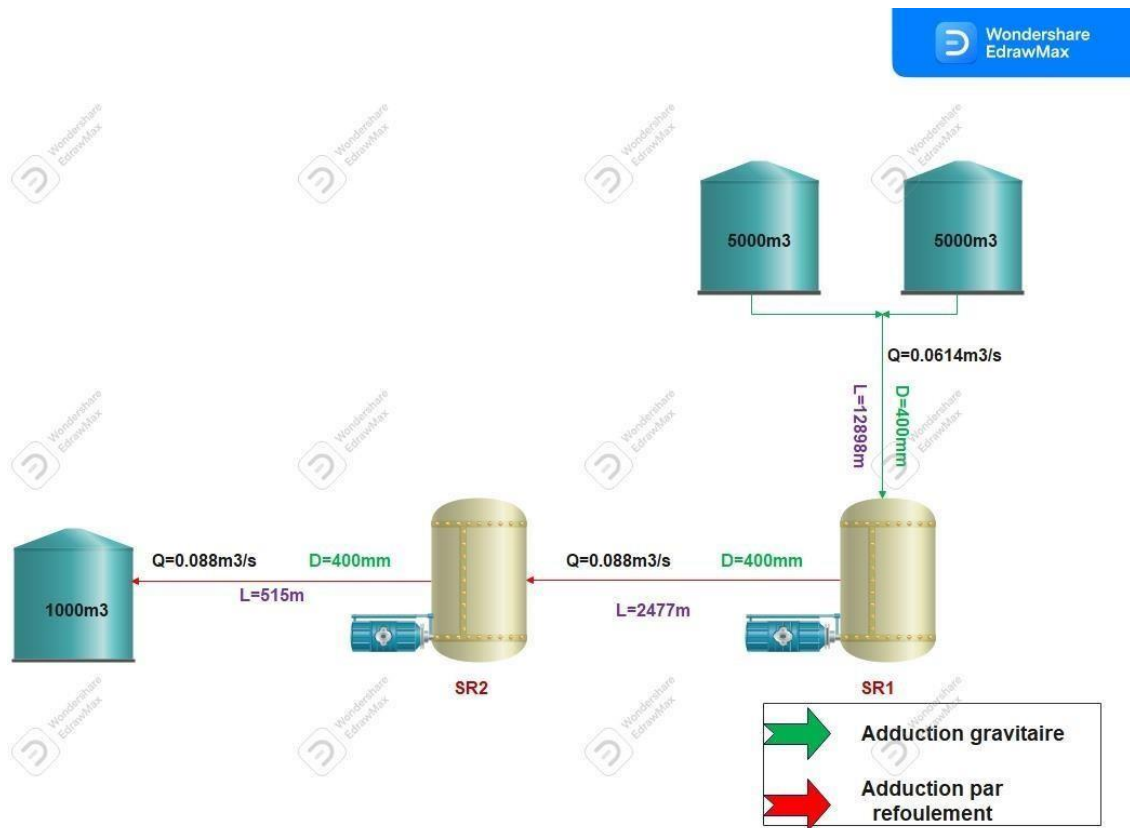


Figure (III.1): Schéma synoptique de système d’adduction

III.4 . Etude technico-économique

III.4.1. Calcul du diamètre économique (refoulement)

En pratique, le diamètre optimal est déterminé en fonction d’une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre peut être calculer par les formules suivantes [3] :

a) Formules de BRESS

$$D_{eq 1} = 1.5 \sqrt{Q} \tag{III-1}$$

b) Formule de BONNIN

$$D_{eq 2} = \sqrt{Q} \tag{III-2}$$

Avec :

D_{eq} : diamètre économique en mètre.

Q : Débit véhiculé en (m³/s).

On prendra tous les diamètres compris entre D_{eq1} et D_{eq2} , mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 1,5 m/s.

III.4.2. Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (III-3)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en (m/s).

Q : débit véhiculé en (m³/s).

D : diamètre intérieure de la conduite.

III.4.3. Calcul des pertes de charge

III.4.3.1. Pertes de charge linéaires

La formule de calcul des pertes de charge linéaire la suivante :

$$\Delta H_L = J * L \quad (III-4)$$

D'où :

$$J = \frac{\lambda V^2}{2 g D} \quad (III-5)$$

Alors :

$$\Delta H_L = \lambda * L \frac{V^2}{2 g D} \quad (III-6)$$

J : gradient des pertes de charge.

V : Vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

λ : coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation, il est donné par deux formules :

➤ **Pour un régime turbulent rugueux**

On a la formule de **NIKURADZI** qui est la suivante :

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \ln(\frac{k}{D})]^{-2} \quad (III-7)$$

Avec :

k : coefficient de rugosité de la conduite (mm). Sa valeur est comprise entre 0.01 mm et 0.02 mm pour le PEHD.

➤ **Pour un régime transitoire**

On a la formule de **COOLEBROOK** qui est la suivante :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3.71 x D} \right) \quad (III - 8)$$

Avec :

K : Coefficient de rugosité équivalent de la paroi qui varie comme suit :

- Pour les tubes en PEHD : $K = 0.01$ si $D \leq 200$ mm / $K = 0.02$ si $D > 200$ mm

Re : nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{U * D}{\nu} \quad (III-9)$$

U : la vitesse moyenne dans la conduite

D : diamètre intérieure de la conduite

ν : coefficient de viscosité cinématique calculé par la formule de **STOCKS** :

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337 * T + 0.000221 * T^2)} \quad (III-10)$$

Avec :

T : température de l'eau en degré à $T = 20$ °C, $\nu = 10^{-6}$ m²/s.

III.4.3.2. Perte de charge singulière

Elles sont générées par les singularités telles que les courbes, les vannes, les clapets.

On considère généralement que les pertes de charge singulière sont égales à 15% des pertes de charge linéaire. [4]

$$\Delta H_S = 0.15 * \Delta H_L \quad (III-11)$$

III.4.3.3. Perte de charge totale

Elle représente la somme des pertes de charge linéaire et singulières.

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = 1.15 * \Delta H_L \quad (III-12)$$

III.5 . Hauteur manométrique totale

Elle résulte de la somme de la hauteur géométrique (Hg) et des pertes de charges d'aspiration (ΔH_{asp}) et refoulement (ΔH_{ref}).

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (III-13)$$

Avec :

$$H_t = \Delta H_{asp} + \Delta H_{ref}$$

III.6 Détermination de la puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{Q * g * H_{mt}}{\eta} \quad (III-14)$$

Avec :

Pa : la puissance absorbée par la pompe (KW)

Hmt : hauteur manométrique totale

η : rendement de la pompe en (75%)

III7. Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la formule suivante :

$$E = P * T * 365 \quad (III-15)$$

Avec :

T : nombre d'heures de pompage

P : la puissance de la pompe (KWh)

III8. Frais d'exploitation

Elles sont données par la formule suivante :

$$F_{exp} = E * e_u \quad (III-16)$$

Avec :

E : énergie consommée par la pompe (KWh) ;

e_u : prix unitaire du KWh, fixé par SONELGAZ (4.67 Da).

III9. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{am} = Pu * L * A \quad (III-17)$$

Avec :

Pu : prix unitaire de la conduite (Da/ml) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

A : amortissement annuel, il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

i : taux d'annuité (8% en Algérie) ;

n : nombre d'années d'amortissement (n = 30 ans).

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1 + 0.08)^0 - 1} + 0.08 = 0.088$$

Soit : $A = 0.088$

III10 . Calcul du bilan

Les frais totaux seront calculés comme suite :

$$B = F_{exp} + F_{am} \quad (III-19)$$

Avec :

B : bilan (Da) ;

F_{exp} : frais d'exploitation (Da) ;

F_{am} : frais d'amortissement (Da).

III11 . Diamètres économiques (gravitaire)

Les conduites gravitaires sont dimensionnées en tenant compte de la plage de vitesses d'écoulement souhaitée, qui varie entre V_{min} et V_{max} .

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{V_{max} \cdot \pi}} \quad (III-20)$$

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{V_{min} \cdot \pi}} \quad (III-21)$$

Avec :

- V_{min} : la vitesse minimale de l'écoulement (0.5 m/s)
- V_{max} : la vitesse maximale de l'écoulement (1.5 m/s)
- D_{min} : diamètre minimal de la conduite (m)
- D_{max} : diamètre maximal de la conduite (m)

III12 . Calcul de l'adduction

III.12.1. Adduction gravitaire tronçon (MATMORA – SR1)

Ce tronçon est alimenté à partir de 2 réservoirs de capacité de 5000 m³ pour chaque un, l'écoulement sera gravitaire.

➤ **Caractéristique du tronçon :**

- Le débit $Q = 0.0709 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique $H_g = 91.5 \text{ m}$
- Longueur du tronçon $L = 12898 \text{ m}$

On a fixé les vitesses maximum et minimum à 0.5 m/s et 1.5 m/s respectivement, par la suite, on détermine le diamètre minimum qui respect les conditions des vitesses et des pressions.

En utilisant les formules (III-20) et (III-21) on trouve :

- $D_{\max} = 0.425 \text{ m}$
- $D_{\min} = 0.245 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 250, 315, 400 et 500 mm, avec une pression nominale de 16 Bars (PN16) (**Annexe 1**).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (III-2).

Tableau (III.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon METMOUR-SR

Dext(m)	Dint(mm)	V(m/s)	Re	L(m)	λ	$\Delta hL(\text{m/m})$	$\Delta h_s(\text{m})$	$\Delta h_t(\text{m})$
250	0,2046	2,15757211	441439,254	12898	0,01892264	283,028389	42,4542584	325,482648
315	0,2578	1,35897276	350343,178	12898	0,01673698	78,8204993	11,8230749	90,6435741
400	0,3274	0,84259568	275865,826	12898	0,0148579	21,1807091	3,17710637	24,3578155
500	0,4092	0,53939303	220719,627	12899	0,01338309	6,25588198	0,9383823	7,19426428

Pour que l'eau arrive vers la station de reprise il faut que $\Delta h_t < H_g$ Ou :

Δh_t : perte de charge totale dans la conduite ;

H_g : Hauteur géométrique.

Le diamètre 500 mm en PEHD est le plus économique. Il présente une vitesse acceptable de **$V = 0,53939303 \text{ m/s}$** .

III.12.2. Adduction par refoulement Tronçon (SR1-SR2)

Ce tronçon est alimenté à partir de la station de reprise (1), l'écoulement se fait par refoulement.

A) Caractéristique du tronçon :

- Côte de départ : 509 m ;
- Cote d'arrivé : 607 m ;
- Le débit $Q = 0.085 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La hauteur géométrique $H_g = 98 \text{ m}$;
- La longueur du tronçon $L = 2477 \text{ m}$.

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on trouve :

$$D_{\min} = 0.291 \text{ m}$$

$$D_{\max} = 0.437 \text{ m}$$

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (315, 400, 450) avec une vitesse $0.5 \leq V \leq 1.5$ (m/s).

c) Calcul de la HMT

Le calcul de la Hmt est représenté sur le tableau (III.3) :

Tableau (III.3): Calcul de la HMT

D_{ext} (mm)	D_{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	Λ	Δh_L (m/m)	Δh_s (m)	Δht (m)	HMT (m)
315	0,2578	1,62923392	420016,504	2477	0,0167332	21,7515368	3,26273052	25,0142673	123,014267
400	0,3274	1,01016407	330727,718	2477	0,01482559	5,83370067	0,8750551	6,70875577	104,708756
500	0,4092	0,64666301	264614,503	2477	0,01333769	1,72079006	0,25811851	1,97890857	99,9789086

d) Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitations sont représentés sur le tableau (III.4) :

Tableau (III.4): Calcul des frais d'exploitations

D_{ext}(mm)	D_{int}(m)	Pa (KW)	E (KWh)	Pu (DA/kw)	Frais d'exploitation
315	0,2578	136,767262	998401,015	4,67	4662532,74
400	0,3274	116,415195	849830,921	4,67	3968710,4
500	0,4092	111,156551	811442,819	4,67	3789437,96

e) Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissements sont représentés sur le tableau (III.5) :

Tableaux (III.5) : Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	Frais d'amortissement (DA)
315	9568,64	2477	1967226,27
400	15681,1	2477	3223893,03
500	24441,53	2477	5024958,59

f) Calcul du bilan :

Le bilan est représenté par le tableau (III.6) :

Tableau (III.6) : Calcul du bilan

D(mm)	Frais d'amorti (DA)	Frais d'exp (DA)	Bilan (DA)
315	1967226,3	4662532,74	6629759,01
400	3223893	3968710,4	7192603,43
500	5024958,6	3789437,96	8814396,56

Le diamètre de 315 mm en PEHD est le choix le plus économique, cependant, il ne peut pas être utilisé car il a une vitesse de 1,62923392 m/s, ce qui dépasse la plage requise. Par conséquent, nous optons pour le diamètre de 400 mm en PEHD, qui a une vitesse acceptable de $V=1,01016407$ m/s pour une hauteur manométrique (HMT) de 104,708756 m.

III.12.3. Adduction par refoulement Tronçon (SR2-R1000)

Ce tronçon est alimenté à partir de la station de reprise (2), l'écoulement se fait par refoulement.

a) Caractéristique du tronçon :

- Côte de départ : 607 m ;
- Cote d'arrivé : 690 m ;
- Le débit $Q = 0.085$ m³/s ;
- La hauteur géométrique $H_g = 83$ m ;
- La longueur de tronçon $L = 515$ m.

En utilisant les formules (IV.1) et (IV.2), on trouve :

- $D_{\min} = 0.291$ m
- $D_{\max} = 0.437$ m

On choisit une gamme de diamètre ayant entre (315, 400, 500) avec une vitesse $0.5 \leq V \leq 1.5$ (m/s).

b) Calcul de la HMT

Le calcul de la Hmt est représenté sur le tableau (III.7) :

Tableaux (III.7) : Calcul de la HMT

D_{ext}(mm)	D_{int}(m)	V(m/s)	Re	L(m)	λ	Δh_L(m/m)	Δh_s(m)	Δht(m)	HMT(m)
315	0,2578	1,62923392	420016,504	515	0,01673319	4,522421	0,67836315	5,20078415	88,2007842
400	0,3274	1,01016407	330727,718	515	0,01482559	1,21290103	0,18193515	1,39483618	84,3948362
500	0,4092	0,64666301	264614,503	515	0,01333769	0,35777428	0,05366614	0,41144042	83,4114404

c) Calcul des frais d’exploitation

Les frais d’exploitations sont représentés sur le tableau (III.8) :

Tableaux (III.8): Calcul des frais d’exploitations

D_{ext}	D_{int}	P_a (KW)	E(KWh)	P_u (DA/Kw)	Frais d’exploitation
315	0,2578	98,0616318	715849,912	4,67	3343019,09
400	0,3274	93,8301789	684960,306	4,67	3198764,63
500	0,4092	92,7368395	676978,928	4,67	3161491,59

d) Calcul des frais d’amortissement

Les frais d’amortissements sont représentés sur le tableau (III.9) :

Tableau (III.9): Calcul des frais d’amortissement

D (mm)	P_u (DA/ml)	L(m)	Frais d’amortissement
315	9568,64	515	409011,517
400	15681,1	515	670288,62
500	24441,53	515	1044753,2

e) Calcul du bilan

Le bilan est représenté sur le tableau (III.10) :

Tableau (III.10) : Calcul du bilan

D(mm)	Frais d'amorti	Frais d'exploitation	Bilan
315	409011,52	3343019,09	3752030,61
400	670288,62	3198764,63	3869053,25
500	1044753,2	3161491,59	4206244,79

Le diamètre de 315 mm en PEHD est l'option la plus économique, cependant, il ne peut pas être choisi en raison de sa vitesse $V = 1,62923392$ m/s, qui dépasse la plage requise. Par conséquent, nous optons pour le diamètre de 400 mm en PEHD, car il présente une vitesse acceptable $V = 1,01016407$ m/s et une hauteur manométrique (HMT) de 84,3948362 m.

Les deux tableaux récapitulatifs (III.11) et (III.12) regroupent tous les résultats :

Tableau (III.11) : Récapitulatif des résultats de la conduite d'adduction gravitaire

Conduites d'adduction gravitaire					
Tronçon	Q (m³/s)	L (m)	V (m/s)	Hg (m)	D (mm)
R-SR1	0,0709	12898	0,84259568		400

Tableau (III.12): récapitulatif des résultats des Conduites d'adduction par refoulement

Conduites d'adduction par refoulement					
Tronçon	Q (m³/s)	L (m)	V (m/s)	HMT (m)	D (mm)
SR1-SR2	0,085	2477	1,01016407	104,7087558	400
SR2-R1000	0,085	515	1,01016407	84,39483618	400

III.13 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué le calcul des paramètres hydrauliques suivants : la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, les frais d'exploitation et les frais d'amortissement. En analysant l'ensemble de ces éléments, nous avons dressé un bilan complet afin de déterminer le diamètre le plus économique.

Pour le tronçon (MATMOURA-SR1) on a choisi un diamètre de 500mm, et pour les tronçons (SR1-SR2) et (SR2-R1000) on a choisi un diamètre de 400mm

Partie A : Pompes

IV.1 . Introduction

Dans le domaine de l'ingénierie hydraulique, le terme "pompe" désigne généralement toute machine conçue pour élever un fluide d'un niveau bas à un niveau supérieur.

Dans le contexte spécifique de ce chapitre, où nous abordons la sélection de la pompe pour la station de reprise, un outil essentiel vient à notre secours : le catalogue numérique. En utilisant le logiciel CAPRARI, nous sommes en mesure de consulter un vaste catalogue de pompes, offrant une multitude de modèles, de caractéristiques et de performances.

IV.2 . Classification des pompes

Les pompes sont classées comme suit [7] :

Selon les modes de déplacements des liquides à l'intérieur des pompes, on peut distinguer deux types de pompes :

IV.2.1. Les pompes volumétriques

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

- Translation ;
- Rotation ;
- Ou mixte (translation et rotation).

IV.2.2. Les turbopompes

Le fonctionnement des turbopompes repose sur le déplacement du liquide depuis le point d'aspiration vers le point de refoulement à l'aide d'un élément actif appelé la roue ou le rotor. Lorsque le liquide entre en contact avec les pales de la roue, l'énergie électrique est convertie en énergie mécanique. Selon le type de roue et son mode d'action, on distingue différentes catégories de turbopompes :

- Pompes centrifuges ;
- Pompes hélices ;
- Pompes hélico-centrifuges.

IV.3 . Choix de la pompe

Le choix de la pompe à installer est basé sur plusieurs critères qui sont [9] :

- Le débit à refouler ;
- La hauteur d'élévation d'eau (HMT) ;
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau ;
- Le rendement de la pompe qui doit être acceptable d'une façon à avoir un coup minimum d'un mètre cube d'eau à élever.

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées dans le domaine de l'alimentation en eau potable pour les avantages suivants :

- Elles refoulent de grands débits à des hauteurs importantes ;
- Elles constituent des groupes légers, moins chers, avec rendement acceptable et peu encombrant, ce qui permet de réaliser d'appréciables économies.

IV.4 . Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

Les caractéristiques les plus important sont [9] :

IV.4.1. Vitesse de rotation (N)

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté N. L'unité de mesure utilisé est le tour par minute (tr/mn).

IV.4.2. Débit de pompage (Q)

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps.

IV.4.3. Hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

$$HMT = Hg + \Delta ht \quad (IV-1)$$

Avec :

Δht : pertes de charge totales

Hg : hauteur géométrique

HMT : hauteur manométrique totale

IV.4.4. Les puissances utiles et absorbées [8]

IV.4.4.1. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe notée par (P_a), unité de mesure (KW).

IV.4.4.2. Puissance hydraulique ou utile

C'est la puissance transmise au fluide de la part de la pompe.

$$P_u = \rho * g * Q * H \quad (IV-2)$$

IV.4.4.3. Le rendement de la pompe

C'est le rapport de puissance utile (P_u) à la puissance absorbée (P_a) de la pompe

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} = \frac{\rho * g * H * Q}{P_a} \quad (IV-3)$$

Avec :

P_u : puissance utile en (W) ;

η : rendement de la pompe ;

P_a : puissance absorbée par la pompe en (KW) ;

Q : débit a relevé en (m³/s) ;

H : hauteur d'élévation en (m).

IV.5 . Constitution d'une pompe

Généralement une pompe centrifuge comporte [7] :

IV.5.1. Un organe mobile (Roue)

Elle constitue l'organe essentiel de la pompe, en comportent les aubages dont la concavité de la courbure est dirigée vers le sens opposé de la rotation de l'arbre. Une roue est caractérisée par ses angles des aubages, ses diamètres, sa largeur et enfin la vitesse de rotation à laquelle elle doit tourner (vitesse de rotation).

IV.5.2. Un organe fixe (volute)

Appelé corps de la pompe, c'est une sorte tubulure profilée qui a pour le but de transformer l'énergie mécanique contenue dans le fluide sortant de la roue en énergie de pression. Lorsqu'il s'agit des pompes multicellulaires le corps de la pompe seront remplacées par le diffuseur.

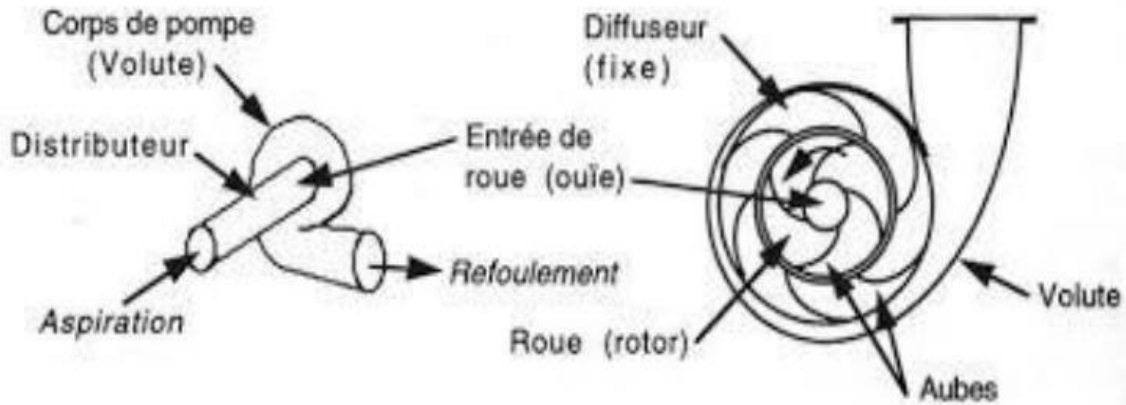


Figure (IV.1) : Constitution d'une pompe centrifuge [8]

IV.6 . Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les pompes centrifuges sont caractérisées par des courbes qui expriment leurs performances, il existe trois types, à savoir [9] :

IV.6.1. La courbe Hauteur-débit $H_c=f(Q)$

Elle exprime la variation des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit.

IV.6.2. La courbe Rendement-débit $\eta=f(Q)$

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

IV.6.3. La courbe des puissances absorbées-débit $P_a=f(Q)$

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits.

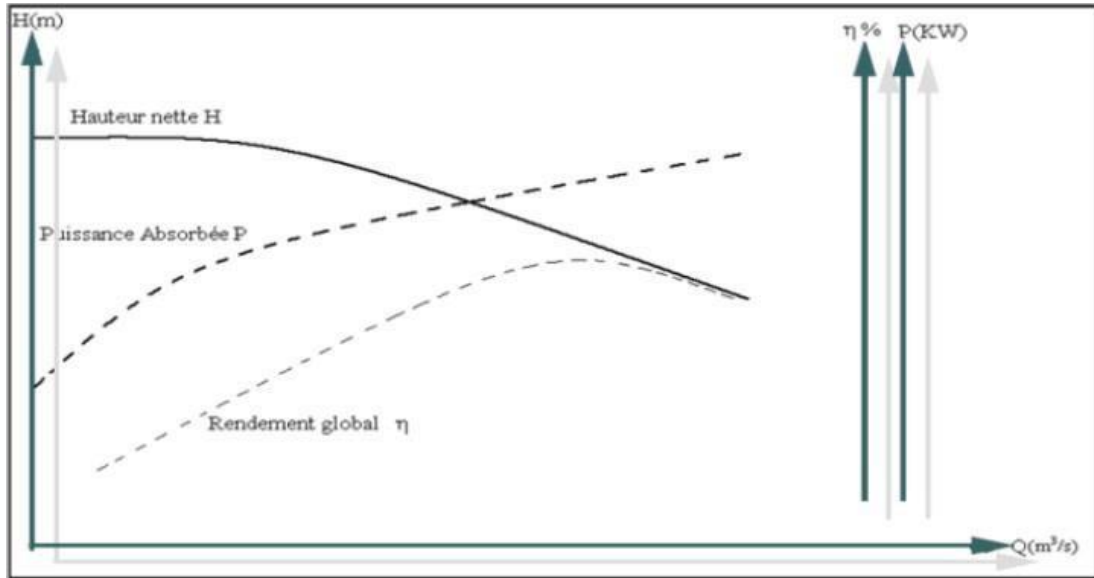


Figure (IV.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge [1]

IV.7 . Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes [1] :

- **Le couplage en série** : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes

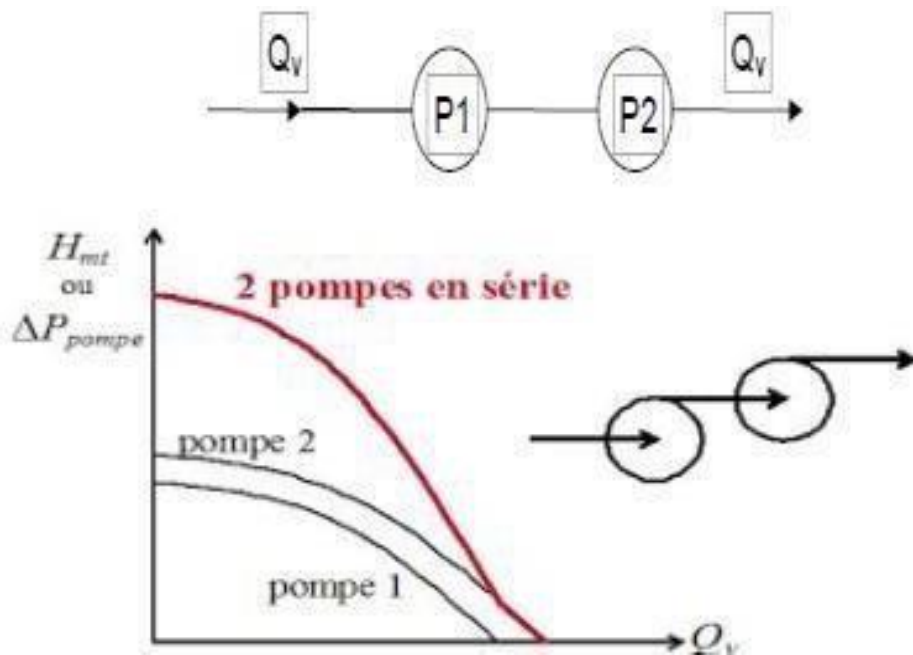


Figure (IV.3) : Couplage en série [1]

- **Le couplage en parallèle** : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes

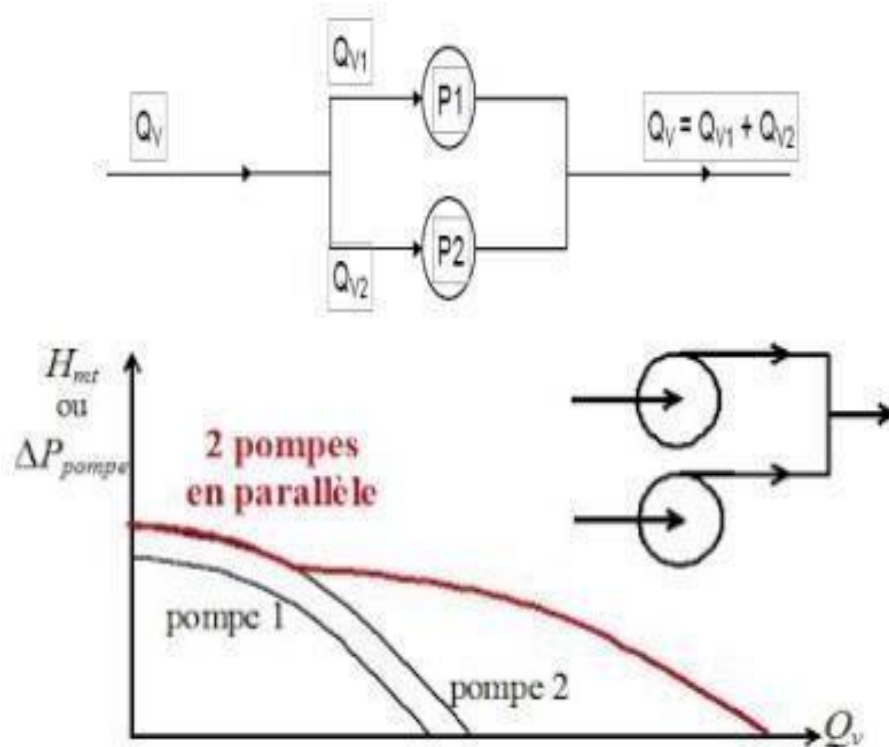


Figure (IV.4) : Couplage en parallèle [2]

IV.8 Le point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection des courbes caractéristique de la pompe $H=f(Q)$ et celle de la conduite de refoulement $H_c=f(Q)$ tel que [2] :

$$HC = Hg + RQ^2 \text{ (m}^2\text{)} \tag{IV-4}$$

Avec :

Hg : hauteur géométrique

RQ : valeur de la perte de charge au point considéré (m)

Q : Débit (m³/j)

R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m) :

IV.8.1. Recherche le point de fonctionnement

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas à désirer, des changements

s'avèrent obligatoires et cela suivant les variantes ci-après [3] :

a) Première variante : réduction ou augmentation du temps de pompage

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de telle façon à ce que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même pour cela on utilise la formule qui suit :

T.Q = Constant (m³)

$$T1.Q1 = T2.Q2 \quad (IV-5)$$

Le nouveau temps de pompage sera :

T2 = T1 (Q1/Q2)

$$T1 = T2 (Q2/Q1) \quad (IV-6)$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa1 = \rho \times g \times H2 \times Q2 / \eta \quad (IV-7)$$

b) Deuxième Variante : variation de la vitesse de rotation

Si on a une possibilité de faire varier la vitesse de rotation qui répond aux conditions du travail désirées, c'est à dire, on cherche une vitesse de rotation pour que la courbe H = F (Q) passe par le point désiré P1 (Q1, H1).

$$Q1/Q2 = N1/N2 \quad (IV-8)$$

$$N1 = N2 * Q2/Q1 \quad (tr/min) \quad (IV-9)$$

La puissance absorbée sera :

$$Pa = \rho * g * H1 * Q1 / \eta \quad (kW) \quad (IV-10)$$

c) Troisième variante : le vannage

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q2.

$$H3 = H1 + h \quad (IV-11)$$

Avec :

h : perte de charge engendrée par vannage : elle représente la distance entre le point de travail Désiré et l'intersection de la verticale passant par ce même point avec la caractéristique de la Pompe.

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{\rho \cdot g \cdot H \cdot Q_1}{\eta} \quad (IV-12)$$

d) Quatrième variante : Rognage de la roue de la pompe

La méthode consiste à changer le diamètre de la roue, afin de ramener le point de fonctionnement obtenu au voulu, ce changement sera la loi suivante :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2 \quad (IV-13)$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{\rho \cdot g \cdot H_2 \cdot Q}{\eta} \quad (IV-14)$$

IV.9 . Choix de la pompe

Le choix des pompes se fera en fonction des paramètres suivant [2] :

- Le débit : c'est le débit que la pompe est appelée à assurer.
- La hauteur manométrique totale (HMT) : c'est la hauteur à laquelle la pompe devra élever le débit.
- Le rendement (η) ; il est préférable, si possible, que la pompe fonctionne dans la zone où le rendement est maximal, afin d'éviter les pertes d'énergie.
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau.

IV.10 . Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène complexe où des cavités remplies de vapeur ou de gaz se forment dans un liquide en mouvement, tel qu'une pompe centrifuge. Lorsque la pression dans le liquide chute en dessous de la tension de vapeur correspondant à sa température, il se vaporise, créant des poches de vapeur. En progressant vers une zone de pression plus élevée, ces poches de vapeur disparaissent, générant un bruit caractéristique. La cavitation peut varier de légère à très forte, avec des conséquences allant d'une baisse d'efficacité à des dommages potentiels sur l'impulseur ou d'autres parties de la pompe. [7]

IV.10.1. Le NPSH requis (NPSH)_r

C'est la hauteur minimale du liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation. Il dépend de :

- Type de la pompe
- Le point de fonctionnement

Il est donné par le fabriquant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.



Figure (IV.5) : Principe de la cavitation [2]

IV.10.2. NPSH disponible (NPSH)_d

Est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Soit la condition de non cavitation :

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

- Pour l'alimentation en charge

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \cdot g} + H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (IV-15)$$

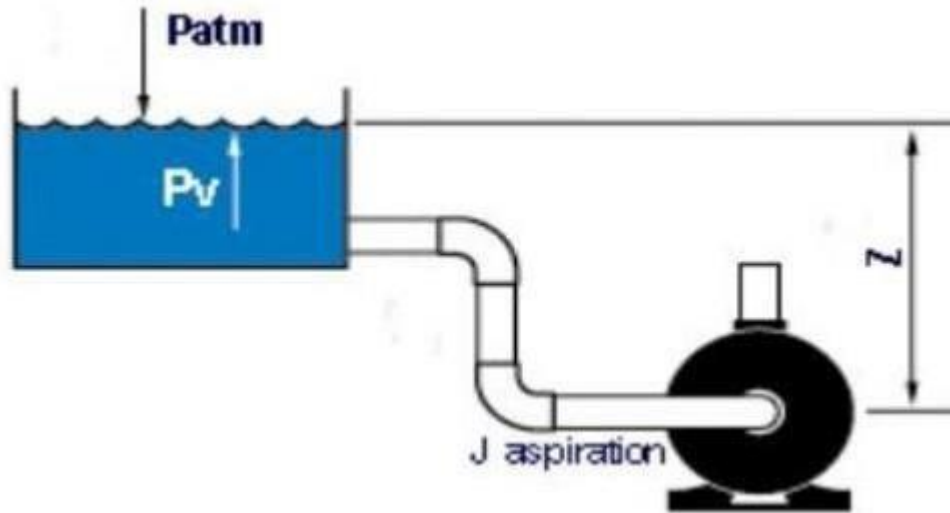


Figure (IV.6) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge [1]

- Pour alimentation en dépression

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \cdot g} - H_a - (J_{asp} + T_v) \tag{IV-16}$$

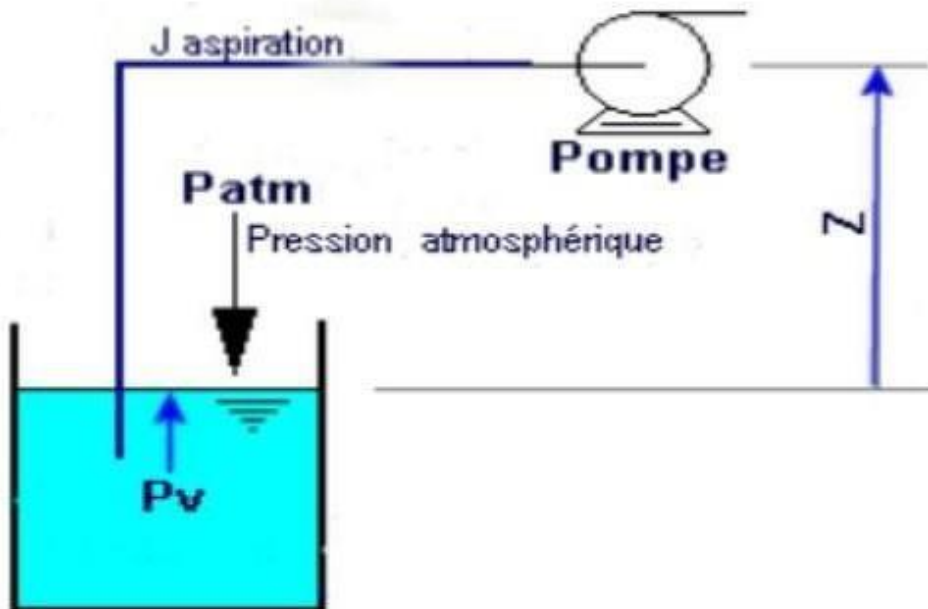


Figure (IV.7) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression [1]

Avec :

Ha : Hauteur d'aspiration en (m).

Jasp : perte de charge à l'aspiration en (m).

P_0 / ($g \times$ Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en (m).

$$((P_0 / g) \times p) = 10,33 - 0,0012 \times Ca \quad (IV-17)$$

Ca : Côte du plan d'aspiration (m).

T_v : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Tableaux (IV.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

T	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Tv(m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

- **Amorçage de la pompe**

C'est une opération qui consiste à remplir la pompe en eau et le retrait de l'air que celle-ci contient avant sa mise en marche, il est prévu lorsqu'une pompe centrifuge n'est pas en charge à l'aspiration. Pour cet effet, on prévoit une amenée d'eau à l'intermédiaire d'un petit réservoir auxiliaire qui sera isolé à la fin de sa tâche.[1]

- **Motorisation**

Lors du choix du moteur, c'est la puissance absorbée par la pompe qui détermine la puissance délivrée par le moteur. Donc il faut que le moteur ait une puissance suffisante pour satisfaire toutes les situations de fonctionnement de l'installation. La conséquence directe d'une surcharge du moteur est une augmentation de la température du bobinage. Lorsqu'elle dépasse la température limite prévue selon la classe d'isolation choisie correspondant à une durée de vie acceptable, la durée de vie de l'isolation diminue. Un dépassement de la température limite conduit à la diminution de la durée de vie de l'isolation .[1]

IV.11 . Le choix de la pompe pour la station de reprise

Le choix des pompes se fera en fonction des paramètres suivant :

- Le débit : c'est le débit que la pompe est appelée à assurer
- La hauteur manométrique totale (HMT) : c'est la hauteur à laquelle la pompe devra élever le débit.
- Le rendement (η) : il est préférable, si possible, que la pompe fonctionne dans la zone où le rendement est maximal, afin d'éviter les pertes d'énergie.
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau.

IV.12 . Choix du type de pompe pour la station de pompage (SP1)

➤ **Caractéristique de la conduite**

- Le débit véhiculé : $Q = 85 \text{ l/s}$
- La hauteur géométrique : $h_g = 98 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $HMT = 104.71\text{m}$
- Diamètre extérieur de conduite $D = 400 \text{ mm}$

➤ **Caractéristique de la pompe**

D'après l'utilisation d'un catalogue numérique, nous avons opté pour une pompe centrifuge à axe horizontal de type **(PM 150 / 4 B)**, avec les caractéristiques suivantes :

- Débit $Q = 85 \text{ l/s}$
- Hauteur de refoulement $HMT=105 \text{ m}$
- Puissance absorbée $P_a = 110 \text{ kW}$
- Rendement $\eta = 79.2 \%$
- Vitesse nominal 1450 Tr/min
- $NPSH_r = 3.33$
- Le point désiré ($Q = 85\text{l/s}$, 104.71m)
- Le point de fonctionnement ($Q = 85 \text{ l/s}$, 105 m)

Le point de fonctionnement et le point désiré sont représentés dans la figure (IV.8) suivante :

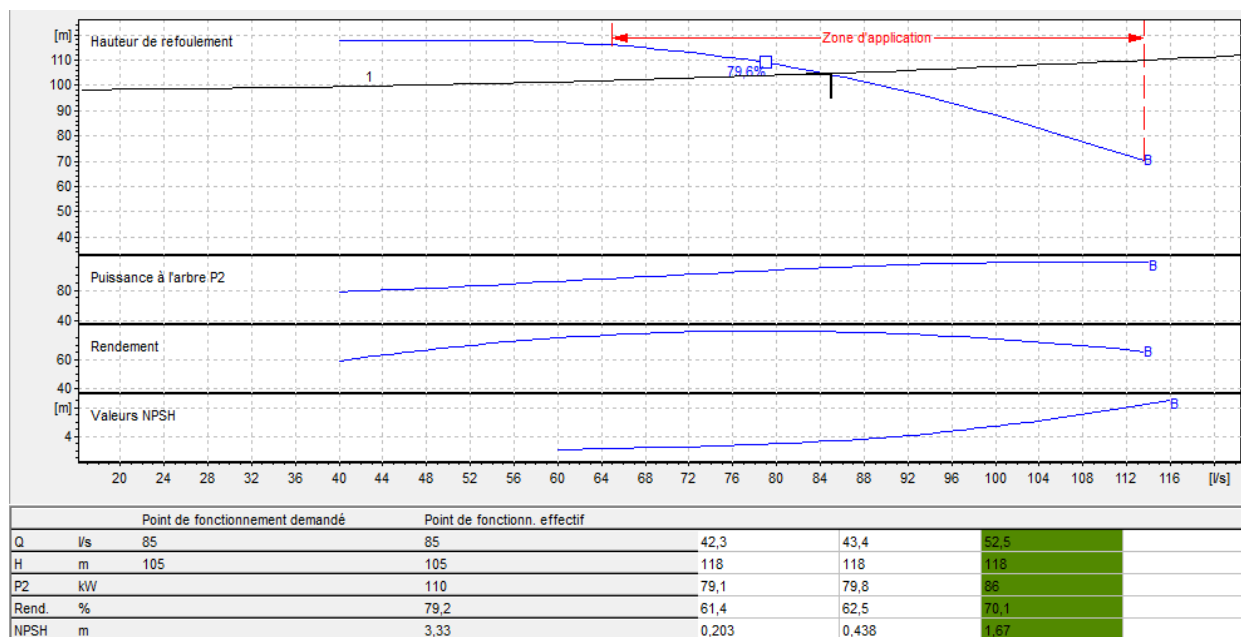


Figure (IV.8) : Le point de fonctionnement de la pompe

D'après la figure (IV.8), cette pompe ne nécessite aucune modification.

➤ **Etude de la cavitation**

La cote du plan d'aspiration : $C_a = 509$ m ;

Hauteur d'aspiration : $H_a = 0.5$ m ;

Perte de charge d'aspiration : $J_{asp} = 0$ (négligeable) ;

(NPSH)_r = 1.74 m.

$P_0 = 10.33 - (0,0012 \times 509) = 9.71$ m

(NPSH)_a = 9,71 + 0.5 - (0+0.24)

(NPSH)_a = **9.97**

$$(NPSH)_a > (NPSH)_r$$

Donc la pompe ne Cavite pas.

IV.13 . Choix du type de pompe pour la station de pompage (SP2)

➤ **Caractéristique de la conduite**

➤ Le débit véhiculé : $Q = 85$ l/s

➤ La hauteur géométrique : $h_g = 83$ m

➤ La hauteur manométrique totale : $HMT = 84.39$ m

➤ Diamètre extérieur de conduite $D = 400$ mm

➤ **Caractéristique de la pompe**

D'après l'utilisation d'un catalogue numérique, nous avons opté pour une pompe centrifuge à axe horizontal de type (**PM 150 / 3 A**), avec les caractéristiques suivantes :

- Débit $Q = 85$ l/s
- Hauteur de refoulement $HMT = 84.4$ m
- Puissance absorbée $P_a = 86.6$ kW
- Rendement $\eta = 79.5$ %
- Vitesse nominal 1450 Tr/min
- $NPSH_r = 3.33$
- Le point de désiré ($Q = 85$ l/s, 84.4 m)
- Le point de fonctionnement ($Q = 85$ l/s, 84.4 m)

Le point de fonctionnement et le point désiré sont représentés dans la figure suivante :

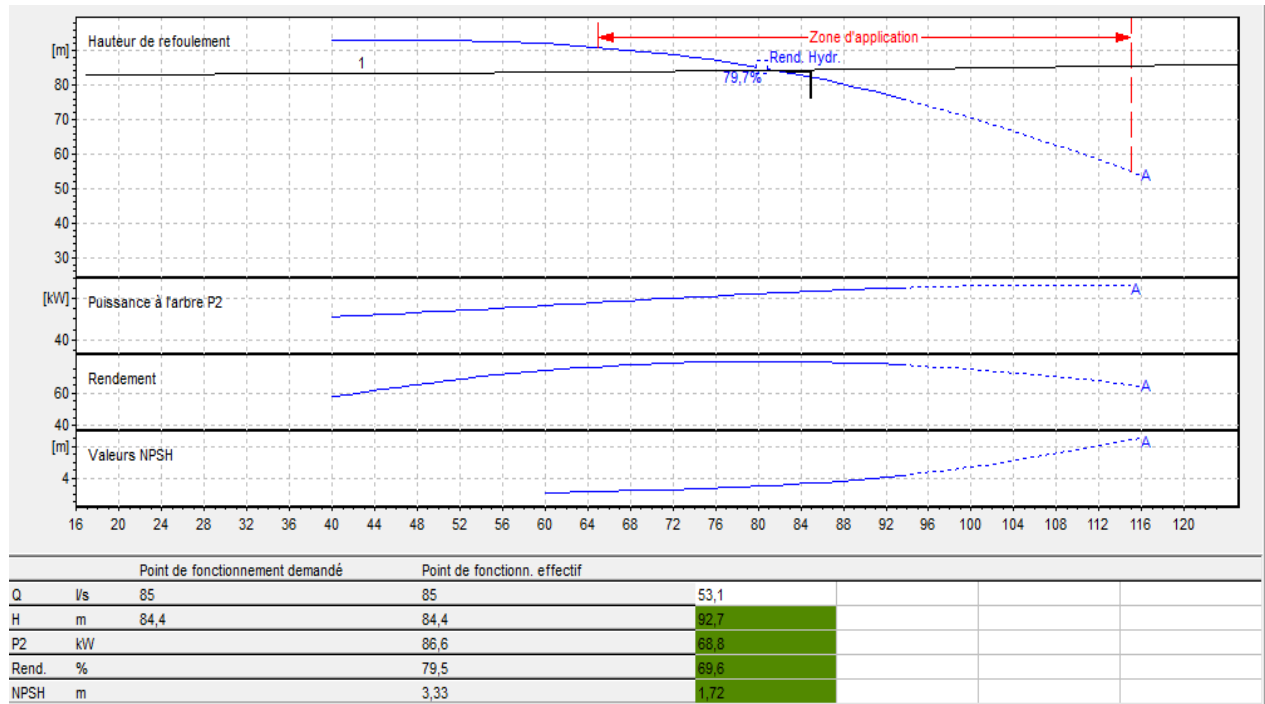


Figure (IV.9) : Le point de fonctionnement de la pompe

D’après la figure (IV.9), cette pompe ne nécessite aucune modification.

IV.14 . Etude de la cavitation

La cote du plan d’aspiration : $C_a = 605 \text{ m}$;

Hauteur d’aspiration : $H_a = 0.5 \text{ m}$;

Perte de charge d’aspiration : $J_{asp} = 0$ (négligeable) ;

(NPSH) $r = 3.05 \text{ m}$.

$P_0 = 10.33 - (0,0012 \times 605) = 9.6 \text{ m}$

(NPSH) $a = 9,6 + 0.5 - (0 + 0.24)$

(NPSH) $a = 9.86 \text{ m}$

$$(NPSH)_a > (NPSH)_r$$

Donc la pompe ne Cavite pas.

Partie B : Coup de bélier

IV.1. Introduction

Le coup de bélier résulte d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit à l'extrémité aval de celle-ci. C'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par ondes) ; le coup de bélier est donc un phénomène "oscillatoire". Dans cette partie, notre objectif était de vérifier la présence du phénomène du coup de bélier et de sélectionner l'outil de protection approprié pour les conduites de notre réseau, au cas où ce phénomène se produirait.

IV.2. Causes et conséquences du phénomène

Les principales causes sont [4] :

- Fermeture instantanée (trop rapide) d'un robinet vanne placé au bout d'une conduite d'adduction.
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou de plusieurs groupes de pompes, alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir.
- Démarrage d'un groupe d'électropompes à vanne ouverte.
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

Le phénomène du coup de bélier est caractérisé principalement par l'apparition de surpressions et/ou de dépressions qui peuvent atteindre des grandeurs assez considérables, ce qui aura pour conséquence la rupture des conduites soit par éclatement ou aplatissement.

IV.3. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti-bélier devront avoir essentiellement pour effet de limiter la surpression et la dépression. Les principaux types de protection anti-bélier sont explicités dans ce qui suit. [4] :

- Le volant d'inertie
- Les soupapes de décharge
- Les ventouses (Les reniflards)
- Les réservoirs d'air
- Les cheminées d'équilibre
- Soupapes d'admission et purge d'air

IV.3.1. Le volant d'inertie

La spécificité de ce moyen est qu'il continue à assurer l'alimentation de la veine liquide, et ce malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Ce volant (Figure (4.1)), qui est placé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie cinétique accumulée pendant la marche en régime normal au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, et donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier. En d'autres termes, la vitesse de rotation diminue lentement et il en est de même de son débit. La masse du volant est généralement accumulée près de la périphérie. Le volant d'inertie est généralement peu ou non utilisable, pour les raisons suivantes [4] :

- Ce procédé est utilisé seulement pour limiter les dépressions.
- Dans le cas d'une conduite de refoulement assez grande, il faut envisager des volants avec des poids considérables, et par conséquent le système ne sera en aucun cas économique.
- Par ailleurs, plus le volant est lourd, plus le moteur doit être puissant pour pouvoir vaincre, au démarrage, l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissibles.
- Ce procédé est finalement utilisé pour la protection des conduites à longueurs de refoulement faibles ou moyennes et qui n'excèdent pas quelques centaines de mètres.

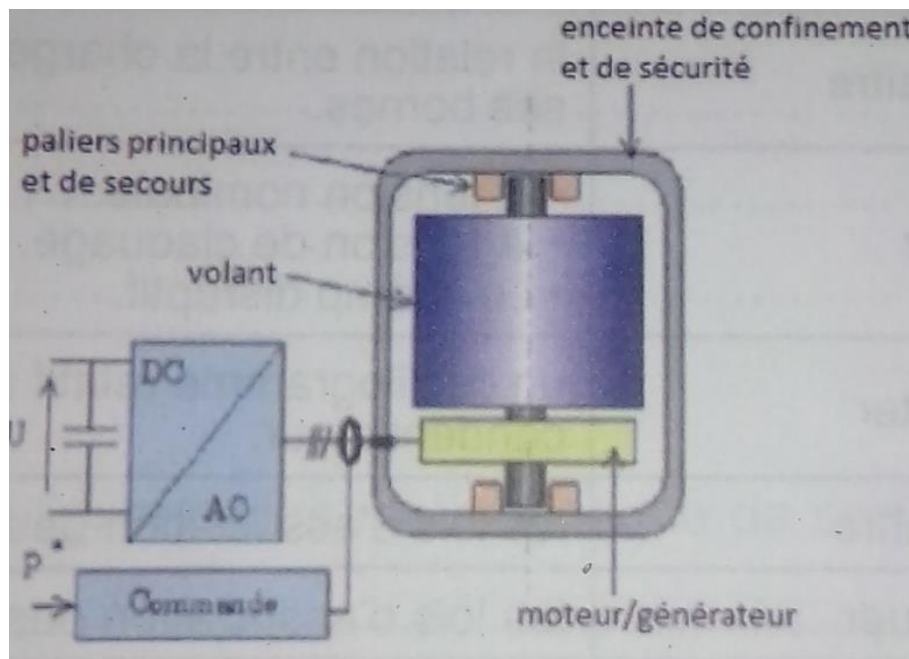


Figure (IV.10): Volant d'inertie [1]

IV.3.2. Les soupapes de décharge

Le rôle d'une soupape consiste à dévier un certain débit à l'extérieur de la conduite à protéger, dès que la pression atteint une certaine valeur de réglage estimée généralement à environ 1.04 à 1.10 de la pression maximale admissible. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. [4] :

- Les soupapes permettent la protection contre les surpressions uniquement.
- Le nombre de soupapes dépend de l'importance de l'installation et est compris généralement entre 1 et 6.
- L'utilisation des soupapes nécessite une surveillance attentive et un entretien continu.
- Il faut aussi prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau libérée.



Figure (IV.11): Soupape de décharge [2]

IV.3.3. Les ventouses (les reniflards)

On distingue des ventouses à trois fonctions à savoir, l'évacuation de l'air contenu dans les conduites, l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange et l'élimination des poches d'air qui se manifestent aux points hauts du circuit (qui peuvent provoquer des coups de bélier), d'où leur installation en des points hauts. Il y a également des ventouses à fonction unique en l'occurrence, l'évacuation des poches d'air seulement. Une ventouse est constituée en principe d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps en fonte. [4] .



Figure (IV.12): Ventouse à trois fonctions
[2]



Figure (IV.13): Ventouse à une seule fonction [2]

IV.3.4. Les réservoirs d'air

Le réservoir d'air est l'appareil le plus utilisé pour la protection contre le coup de bélier. C'est un récipient contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure. Ces appareils sont aussi appelés "accumulateur, cloche à air, ballon d'air, réservoir anti-bélier...etc." Par ailleurs, un compresseur d'air est habituellement utilisé pour garder le volume d'air dans certaines limites (à cause des fuites) d'une part, et d'autre part, un clapet anti-retour est souvent prévu entre la pompe et le ballon d'air. [4] :

IV.3.5. Les cheminées d'équilibre

- Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe vertical. Elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais malheureusement on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes et grandes.
- Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une condition forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier.
- La cheminée d'équilibre est aussi utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts où peut survenir une cavitation en régime transitoire.
- Les cheminées d'équilibre doivent être établies de façon à remplir les conditions suivantes [3]:
 - L'amortissement des oscillations doit être aussi important et aussi rapide que possible.
 - Leur volume doit être aussi petit que possible pour préserver le côté économique.

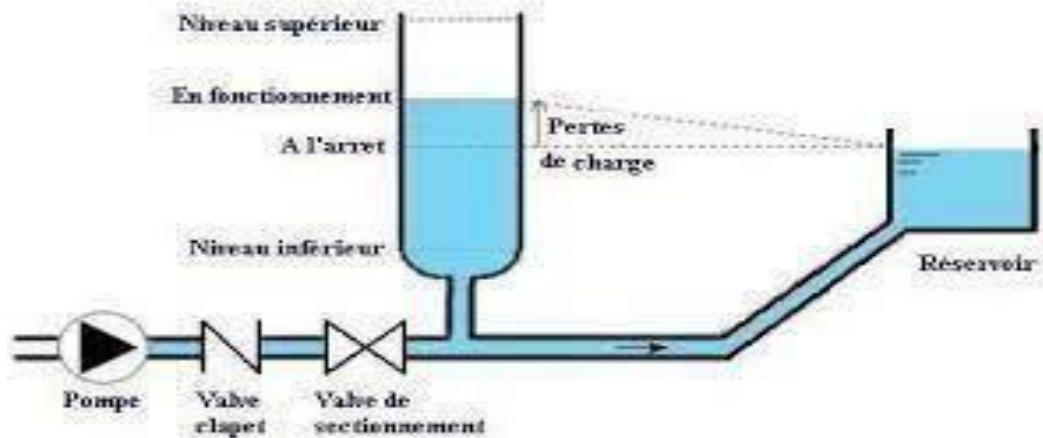


Figure (IV.14): Cheminée d'équilibre sur refoulement [2]

IV.3.6. Soupapes d'admission et de purge d'air

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible. [3]

IV.4. Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression admissible.

IV.4.1. Calcul de la célérité de l'onde

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \times \frac{D_{int}}{e}}} \quad (IV- 20)$$

- **a** : Célérité des ondes (m/s) ;
- **D_{int}** : Diamètre intérieur de la conduite (m)
- **e** : Epaisseur de la conduite (m)
- **K** : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation, K = 83 pour les conduites en PEHD. [1]

IV.4.2. Cas de fermeture brusque

Le temps de fermeture est tel que :

$$T < \frac{2L}{a} \quad (IV-21)$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la relation de JOUKOSKI :

$$B = \frac{a \times V0}{g} \quad (IV-22)$$

Avec :

- **B** : La valeur du coup de bélier (m)
- **a** : La célérité de l'onde (m/s)
- **V0** : Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s)
- **g** : Accélération de la pesanteur (m²/s).

➤ La valeur maximale de la pression-surpression (H_s) est :

$$H_s = H_0 + B \quad (IV-23)$$

➤ La valeur minimale de la pression-dépression (H_d) est :

$$H_d = H_0 - B \quad (IV-24)$$

• **H0** : Pression absolue au point le plus haut de la conduite, où :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (IV-25)$$

Avec :

- **Hg** : Hauteur géométrique de refoulement
- **10** : Pression atmosphérique.

IV.4.3. Cas de fermeture lente

Le temps de fermeture est tel que :

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad (IV-26)$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de Michaud :

$$B = \frac{2 \times L \times V0}{g \times T_f} \quad (IV-27)$$

Remarque

Dans notre étude, nous avons pris en compte le cas le plus défavorable, qui est la fermeture brusque, car le coup de bélier est plus significatif dans ce cas que lors d'une fermeture lente.

IV.5. Calcul du coup de bélier*Tableau (IV.1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier*

Tronçon	D ext (m)	D int (m)	L (m)	e (m)	V0 (m/s)	Hg (m)	Ho	a	B	Hs	Hd	PN (bar)
SR1 - SR2	0,4	0,3274	2477	0,0363	1,04	98	108	350,7	37,2	145,18	70,82	16
SR2-R1200	0,4	0,3274	515	0,0363	1,04	83	93	350,7	37,2	130,18	55,82	16

Avec :

- **D** : Diamètre intérieur de la conduite
- **L** : Longueur du tronçon
- **E** : Epaisseur de la conduite
- **V0** : Vitesse d'écoulement
- **Hg** : Hauteur géométrique
- **H0** : Pression absolue
- **Hs** : Surpression
- **Hd** : Dépression
- **A** : Célérité de l'onde
- **B** : Valeur du coup de bélier.

IV.6. Conclusion

En utilisant un catalogue numérique, nous avons été en mesure d'identifier les pompes appropriées pour assurer le débit et la pression requis pour le transport de l'eau.

Dans le premier tronçon (MATMORA-SR1), aucune pompe n'est nécessaire car l'écoulement est gravitaire. En revanche, dans le deuxième tronçon (SR1-SR2) ainsi que dans le dernier tronçon (SR2-R1200), l'utilisation de pompes est requise pour assurer le bon fonctionnement du réseau

d'adduction. Dans le 1^{er} tronçon, nous recommandons l'utilisation de pompes de type (PM 150 / 4 B) et de pompe de type (PM 150 / 3 A) afin de garantir le débit et la pression adéquats.

On a aussi étudié le phénomène de coup de bélier, et calculer la surpression et la dépression.

D'après les calculs, on peut déduire que le réseau d'adduction ne nécessite aucun anti bélier car nos calculs hydrauliques sont dans les normes.

V.1. Introduction

La phase de distribution est la dernière étape cruciale d'un projet d'approvisionnement en eau potable. Sa conception doit répondre aux exigences actuelles et futures des utilisateurs, tout en prenant en compte les besoins en eau pour la lutte contre les incendies. Dans ce chapitre, nous examinerons et dimensionnerons le réseau de distribution pour garantir un débit optimal répondant à toutes les demandes des consommateurs [1].

V.2. Classification du réseau de distribution

La classification du réseau de distribution repose sur les liens existant entre les différentes sections de distribution. De manière générale, il existe deux types de réseaux [1]:

V.2.1. Réseaux ramifiés

Le réseau ramifié est caractérisé par la circulation de l'eau dans une seule direction, des conduites principales vers les conduites secondaires, puis vers les conduites tertiaires. Chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté. Bien qu'économique, ce réseau présente des inconvénients majeurs, tels qu'une alimentation sans retour dans les conduites et un manque de sécurité. En effet, en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés en aval seront privés d'eau.

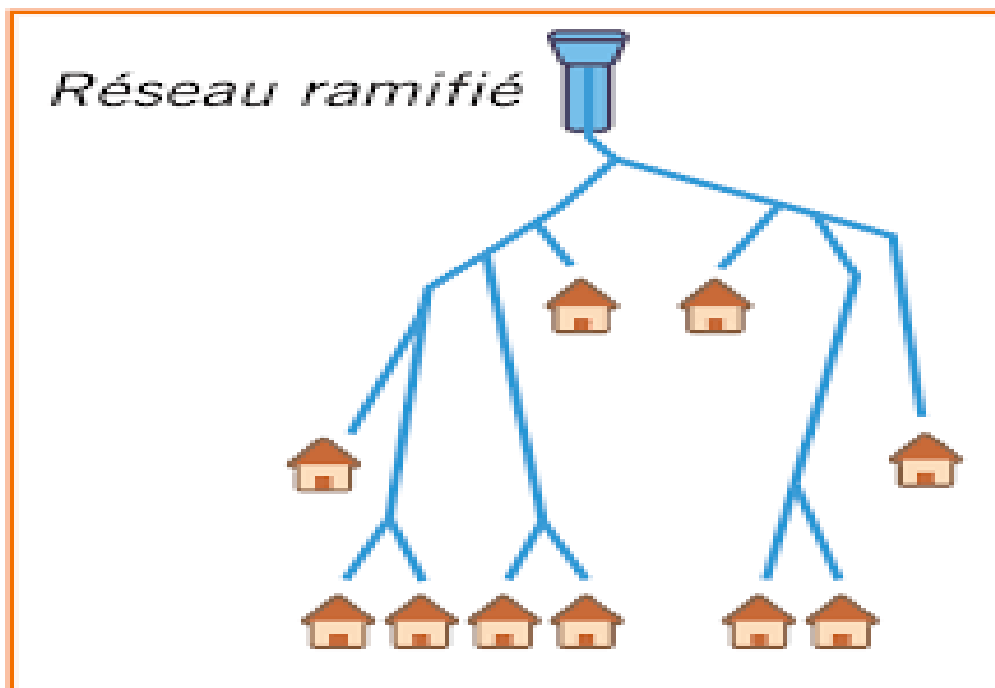


Figure (V.1): Exemple d'un schéma de réseau ramifié [2]

V.2.2. Réseaux maillés

Les réseaux maillés sont constitués de conduites disposées le long de contours fermés, permettant un flux d'eau en boucle. Cela réduit considérablement les risques de perturbation du service. Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau à partir de deux côtés ou plus.

Ce type de réseau présente plusieurs avantages significatifs :

Une sécurité accrue dans l'approvisionnement en eau (en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés en aval seront alimentés par les autres conduites). De plus, il assure une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans l'ensemble du réseau.

Cependant, il convient de noter que ce type de réseau est plus coûteux et sa planification est plus complexe [1].

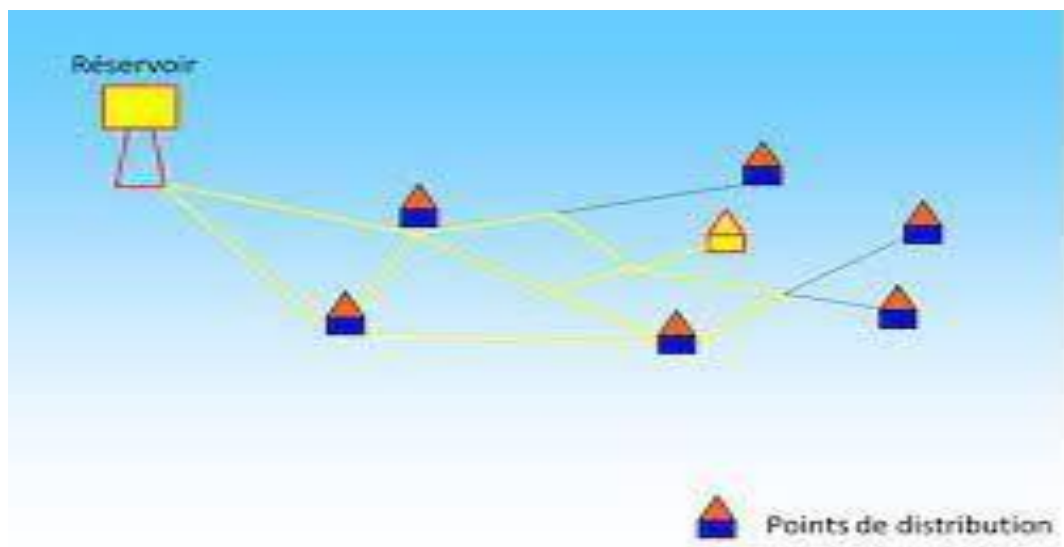


Figure (V.2) : Schéma de réseau maillé [2]

Et on peut utiliser d'autres types de réseaux :

V.2.3. Réseaux mixte

Les réseaux mixtes sont essentiellement des réseaux maillés, mais ils incluent également des ramifications pour répondre aux besoins spécifiques d'alimentation de certaines zones isolées de la ville. [3]

V.2.4. Réseaux étagés

Les réseaux étagés sont utilisés dans des zones où la topographie est particulièrement accidentée. Ils sont conçus pour faire face aux défis posés par des terrains complexes et difficiles.[7]

V.2.5. Réseaux à alimentation distincte

Constitué généralement de deux réseaux, réseau d'eau potable et réseau d'eau non potable. [8]

V.3. Conception d'un réseau de distribution**V.3.1. Choix du tracé**

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants [9] :

- Minimiser le nombre de passages difficiles : traversée de route, de ravine...etc.
- Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes, ...etc.)
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation

V.3.2. Choix des conduites de distribution

Pour choisir le type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [1]:

- Le diamètre
- La pression de service supportée
- Les conditions de pose et de transport
- Le prix
- La durée de vie
- La disponibilité sur le marché

Pour notre cas, on va utiliser la conduite du type PEHD, en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facilité de pose (grande flexibilité)
- Faible au niveau des branchements (réduction de risque de fuite)
- Résiste à l'entartage
- Résiste à la corrosion interne et externe et microbiologique

- Durée de vie prouvée par l'expérience. Le test de vieillissement qui est théoriquement de 50 ans à une température de 20°C
- Bonnes caractéristiques hydrauliques
- Coefficient de la rugosité très faible
- Répond parfaitement aux normes de potabilité
- Disponibilité sur le marché
- Bonne résistance mécanique, et existence d'une large gamme : PN10, PN16, PN20, PN25

V.3.3. Choix des matériaux de distribution

- **Les canalisations :** Les réseaux de distribution sont constitués de :
 - Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
 - Conduites secondaires qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.
- **Robinets vannes :** Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille », Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).
- **Bouches ou poteau d'incendie :** Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum de 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.
- **Clapets :** Les clapets ont pour rôle d'empêcher l'eau d'aller en sens contraire de l'écoulement prévu. On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.
- **Ventouses :** Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.
- **Régulateurs de pression :** Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression de façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

- **Robinets de vidange (décharge) :** Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange ; et seront posées à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.
- **Pièces spéciales de raccord :** Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet.
- **Les Tés :** On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.
- **Les coudes :** Utilisés en cas de changement de direction.
- **Les cônes de réduction :** Ce sont des organes de raccord en cas d'existence des diamètres. [3]

V.4. Description du réseau de distribution

Dans ce cas précis, il a été décidé d'effectuer la distribution de la nouvelle cité AADL Ouled Bellil 1900 logements. La distribution sera réalisée par gravité à partir d'un réservoir d'une capacité totale de 1200 m³. Ce réservoir est situé à une altitude de 690 mètres.

Le réseau de distribution aura une structure maillée avec une longueur totale de 4668.63 mètres. La figure (V.3) illustre le schéma du réseau de distribution de Ouled bellil.

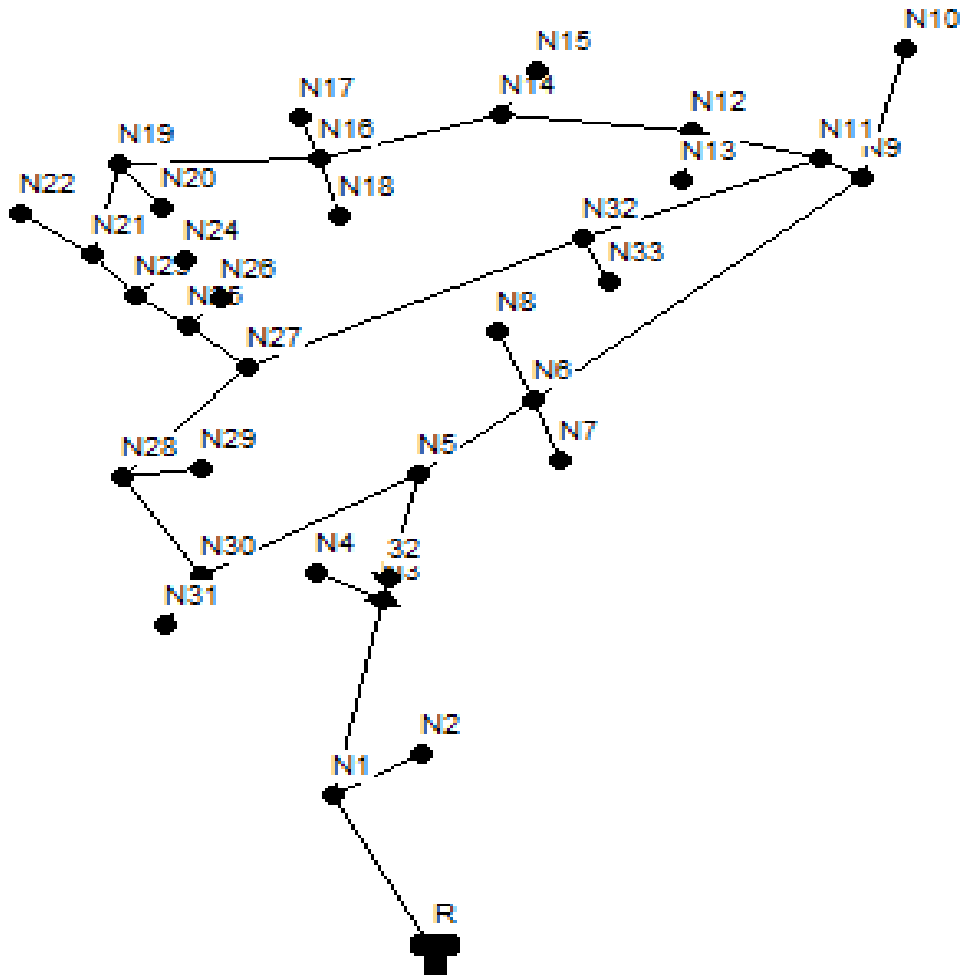


Figure (V.3): Le tracé du réseau de distribution

V.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution

V.5.1. Détermination des débits du réseau

V.5.1.1. Débit de pointe

C'est le débit qui représente la consommation maximale horaire ou bien l'heure la plus chargée de la journée.

$$Q_p = 357.48 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 99.3 \text{ l/s}$$

V.5.1.2. Débit spécifique

Le débit spécifique est le débit uniforme, il est défini comme étant le volume d'eau consommé par un mètre de canalisation pendant une seconde, il s'écrit comme suit :

$$Q_{sp} = Q_p / \Sigma L_i \quad (\text{V-1})$$

$$Q_{sp} = 99.3 / 4668 = 0.0213 \text{ l/s/m}$$

Q_{sp} : Débit spécifique en litre par seconde.

Q_p : Débit de pointe en litre par seconde de la zone.

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre où il y a distribution.

V.5.1.3. Débit de route

Le débit de route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule ci-dessous :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i \quad (V-2)$$

Avec :

Q_r : Débit en route l/s.

Q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml.

L_i : Longueur du tronçon concerné (m).

V.5.1.4. Débit aux nœuds

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont calculés par la formule suivante [3] :

$$Q_{ni} = 0.55 \times \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \quad (V-3)$$

Avec :

Q_{ni} : Débit nodal de nœuds concerné (l/s) ;

$\sum Q_{ri}$: Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) (l/s) ;

$\sum Q_{conc}$: Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

V.6. Dimensionnement du réseau

V.6.1. Calcul des débits

Tableau (V.1) : Détermination des débits

ID Arc	Longueur (m)	Q sp (l/s)	Qr (l/s)	Qp (l/s)
Tuyau R_1	2000	0,0213	42,5392	99,3
Tuyau 1_2	26	0,0213	0,5530	99,3
Tuyau 1_3	219,4	0,0213	4,6666	99,3
Tuyau 3_4	16	0,0213	0,3403	99,3
Tuyau 3_5	99	0,0213	2,1057	99,3
Tuyau 5_6	107	0,0213	2,2758	99,3
Tuyau 6_8	36,4	0,0213	0,7742	99,3
Tuyau 6_7	11,1	0,0213	0,2361	99,3
Tuyau 6_9	268	0,0213	5,7003	99,3
Tuyau 9_10	35,5	0,0213	0,7551	99,3
Tuyau 9_11	20	0,0213	0,4254	99,3
Tuyau 11_12	60,6	0,0213	1,2889	99,3
Tuyau 12_13	11	0,0213	0,2340	99,3
Tuyau 12_14	103,4	0,0213	2,1993	99,3
Tuyau 14_15	28,5	0,0213	0,6062	99,3
Tuyau 14_16	165	0,0213	3,5095	99,3
Tuyau 16_18	15,7	0,0213	0,3339	99,3
Tuyau 16_17	14	0,0213	0,2978	99,3
Tuyau 16_19	165,3	0,0213	3,5159	99,3
Tuyau 19_20	34,4	0,0213	0,7317	99,3
Tuyau 19_21	99	0,0213	2,1057	99,3
Tuyau 21_22	23	0,0213	0,4892	99,3
Tuyau 21_23	20	0,0213	0,4254	99,3
Tuyau 23_24	18,7	0,0213	0,3977	99,3
Tuyau 23_25	35	0,0213	0,7444	99,3
Tuyau 25_26	100	0,0213	2,1270	99,3
Tuyau 25_27	58,8	0,0213	1,2507	99,3
Tuyau 11_32	142,4	0,0213	3,0288	99,3
Tuyau 32_33	8,83	0,0213	0,1878	99,3
Tuyau 32_27	251,1	0,0213	5,3408	99,3
Tuyau 27_28	120	0,0213	2,5524	99,3
Tuyau 28_29	40,6	0,0213	0,8635	99,3
Tuyau 28_30	121,6	0,0213	2,5864	99,3
Tuyau 30_31	22,8	0,0213	0,4849	99,3
Tuyau 30_5	170,5	0,0213	3,6265	99,3
Total	4668,63			

Tableau (V.2): Détermination des débits aux Nœuds

ID Nœud	Débit Nœuds l/s	Altitude m
Réservoir R1	21,27	690
Nœud N1	23,88	659,71
Nœud N2	0,28	661,39
Nœud N3	3,56	642,57
Nœud N4	0,17	632,5
Nœud N5	4,00	630,7
Nœud N6	4,49	629,85
Nœud N7	0,12	632,5
Nœud N8	0,39	619,55
Nœud N9	3,44	610,68
Nœud N10	0,38	604,2
Nœud N11	2,37	610,43
Nœud N12	1,86	604,43
Nœud N13	0,12	606,25
Nœud N14	3,16	591,91
Nœud N15	0,30	587,1
Nœud N16	3,83	589,27
Nœud N17	0,15	585,1
Nœud N18	0,17	593,3
Nœud N19	3,18	581,24
Nœud N20	0,37	588,2
Nœud N21	1,51	591,6
Nœud N22	0,24	590,68
Nœud N23	0,78	592,92
Nœud N24	0,20	592,93
Nœud N25	2,06	595,36
Nœud N26	1,06	595,33
Nœud N27	4,57	600,38
Nœud N28	3,00	605,96
Nœud N29	0,43	605,4
Nœud N30	3,35	613,1
Nœud N31	0,24	615,2
Nœud N32	4,28	611,14
Nœud N33	0,09	613,11
TOTAL	99,3	

V.7. Modélisation et simulation du réseau

En raison de la croissance significative des mathématiques appliquées et de l'informatique, plusieurs logiciels ont été développés pour répondre aux besoins des ingénieurs et des concepteurs dans le domaine de l'hydraulique. Ces logiciels sont conçus pour effectuer des simulations et des calculs complexes de manière rapide et efficace. Parmi les logiciels les plus réputés, on peut citer WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU, et celui que nous utiliserons dans notre étude, EPANET. Ces logiciels offrent des fonctionnalités avancées pour l'analyse et la modélisation des systèmes hydrauliques, permettant ainsi aux professionnels de prendre des décisions éclairées dans la conception et l'optimisation des réseaux de distribution d'eau.

V.8. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonction de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau. Au cours d'une durée de la simulation. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau [2] .

V.9. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
- Visualiser les résultats d'une simulation.

V.10. Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs et de nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

V.11. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduire les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres de chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau. Suite à plusieurs tâtonnements concernant les diamètres des conduites, et dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0.5 – 1.5], sachant que la pression aux nœuds ne doit pas dépasser 100 m.c.e (10 bars). Alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN10.

Les résultats de simulation des nœuds (conduites) obtenus pour notre réseau, sont regroupés dans le tableau (V.3) :

Tableau (V.3): Etat des Nœuds

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (Lps)
Nœud N1	659,71	23,88
Nœud N2	661,39	0,28
Nœud N3	642,57	3,56
Nœud N4	632,5	0,17
Nœud N5	630,7	4
Nœud N6	629,85	4,49
Nœud N7	632,5	0,12
Nœud N8	619,55	0,39
Nœud N9	610,68	3,44
Nœud N11	610,43	2,37
Nœud N10	604,2	21,65
Nœud N12	604,43	1,86
Nœud N13	606,25	0,12
Nœud N14	591,91	3,16
Nœud N15	587,1	0,3
Nœud N16	589,27	3,83
Nœud N17	585,1	0,15
Nœud N18	593,3	0,17
Nœud N19	581,24	3,18
Nœud N20	588,2	0,37
Nœud N21	591,6	1,51
Nœud N22	590,68	0,24
Nœud N23	592,92	0,78
Nœud N25	595,36	2,06
Nœud N27	600,38	4,57
Nœud N24	592,93	0,2
Nœud N26	595,33	1,06
Nœud N32	611,14	4,28

Nœud N33	613,11	0,09
Nœud N28	605,96	3
Nœud N29	605,4	0,43
Nœud N30	613,1	3,35
Nœud N31	615,2	0,24
Nœud 34	642,57	0
Réservoir R	690	-99,3

Tableau (V.4): Etat des tronçons

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert de Charge Unit. (m/km)
Tuyau 1_2	26	35,2	0,01	0,28	0,29	3,78
Tuyau 3_4	16	35,2	0,01	0,17	0,17	1,6
Tuyau 5_6	107	176,2	0,01	36,54	1,5	9,97
Tuyau 6_7	11,1	35,2	0,01	0,12	0,12	0,88
Tuyau 6_8	36,4	35,2	0,01	0,39	0,4	6,73
Tuyau 9_11	20	66	0,01	6,45	1,88	49,64
Tuyau 11_12	60,6	66	0,01	3,3	0,97	14,7
Tuyau 9_10	35,5	176,2	0,01	21,65	0,89	3,83
Tuyau 12_13	11	16	0,01	0,12	0,6	36,97
Tuyau 12_14	103,4	44	0,01	1,32	0,87	20,07
Tuyau 14_15	28,5	35,2	0,01	0,3	0,31	4,26
Tuyau 16_18	15,7	35,2	0,01	0,17	0,17	1,6
Tuyau 16_17	14	35,2	0,01	0,15	0,15	1,29
Tuyau 19_20	34,4	35,2	0,01	0,37	0,38	6,14
Tuyau 21_22	23	35,2	0,01	0,24	0,25	2,89
Tuyau 23_24	18,7	35,2	0,01	0,2	0,21	2,11
Tuyau 25_26	100	44	0,01	1,06	0,7	13,54
Tuyau 32_27	251,1	66	0,01	3,6	1,05	17,16
Tuyau 32_33	8,83	35,2	0,01	0,09	0,09	0,44
Tuyau 30_31	22,8	35,2	0,01	0,24	0,25	2,89
Tuyau 28_29	40,6	35,2	0,01	0,43	0,44	7,99
Tuyau R_1	2000	352,6	0,1	99,3	1,02	2,5

Tuyau 1_3	219,4	277,6	0,1	75,14	1,24	4,89
Tuyau 6_9	268	196	0,1	31,54	1,05	5,39
Tuyau 3_5	99	277,6	0,01	71,41	1,18	3,74
Tuyau 30_5	170,5	179,2	0,01	30,87	1,22	6,75
Tuyau 28_30	121,6	176,2	0,01	27,28	1,12	5,84
Tuyau 27_28	120	176,2	0,01	23,85	0,98	4,57
Tuyau 25_27	58,8	176,2	0,01	15,69	0,64	2,14
Tuyau 23_25	35	110,2	0,01	12,57	1,32	13,86
Tuyau 21_23	20	110,2	0,01	11,59	1,21	11,96
Tuyau 19_21	99	110,2	0,01	9,84	1,03	8,87
Tuyau 16_19	165,3	96,8	0,01	6,29	0,85	7,39
Tuyau 14_16	165	66	0,01	2,14	0,62	6,74
Tuyau 11_32	142,4	35,2	0,01	0,77	0,79	22,57
Vanne 1	Sans Valeur	277,6	Sans Valeur	71,41	1,18	40

Les figures ci-contre représentent les résultats de la simulation :

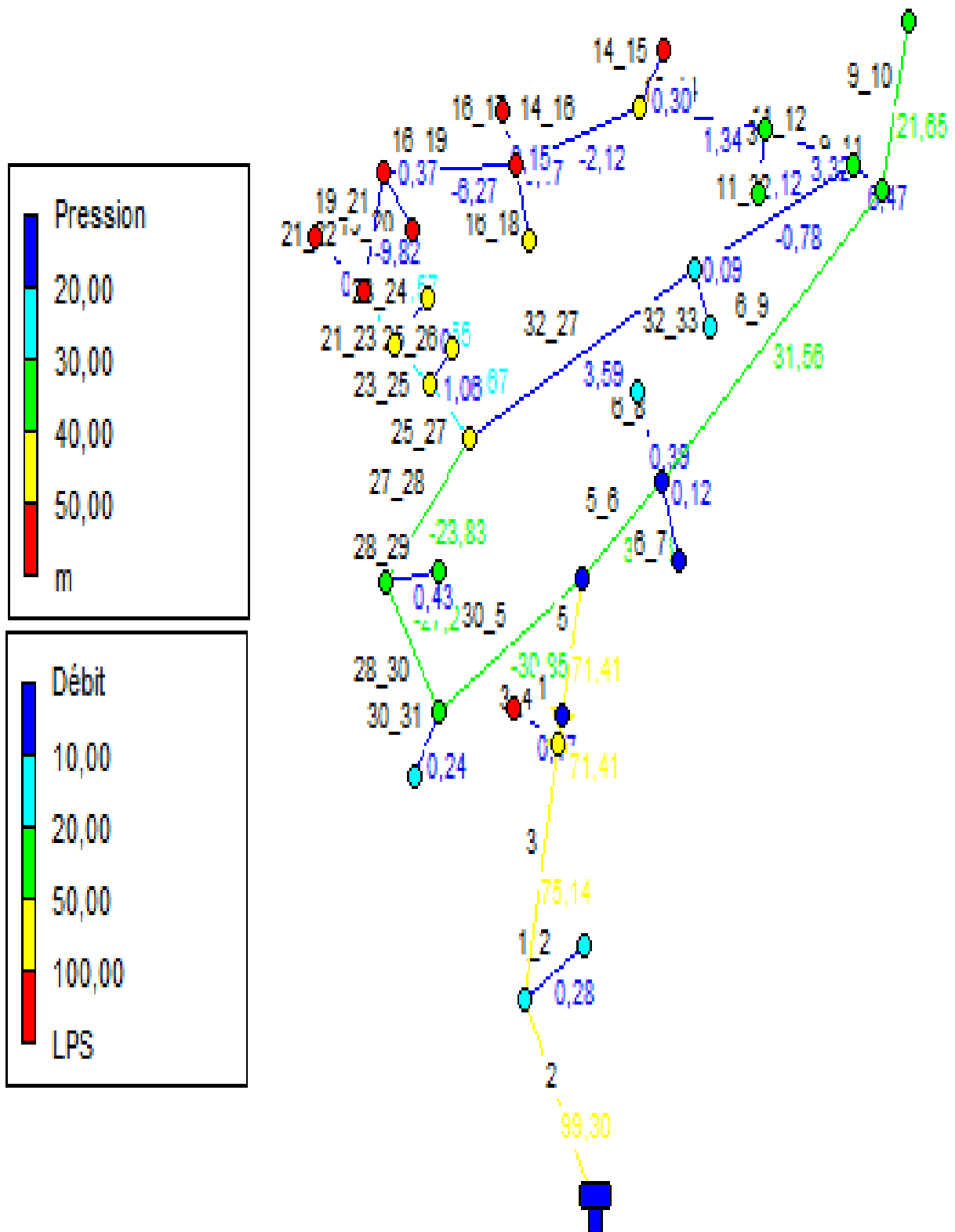


Figure (V.4): Les débits du réseau de distribution

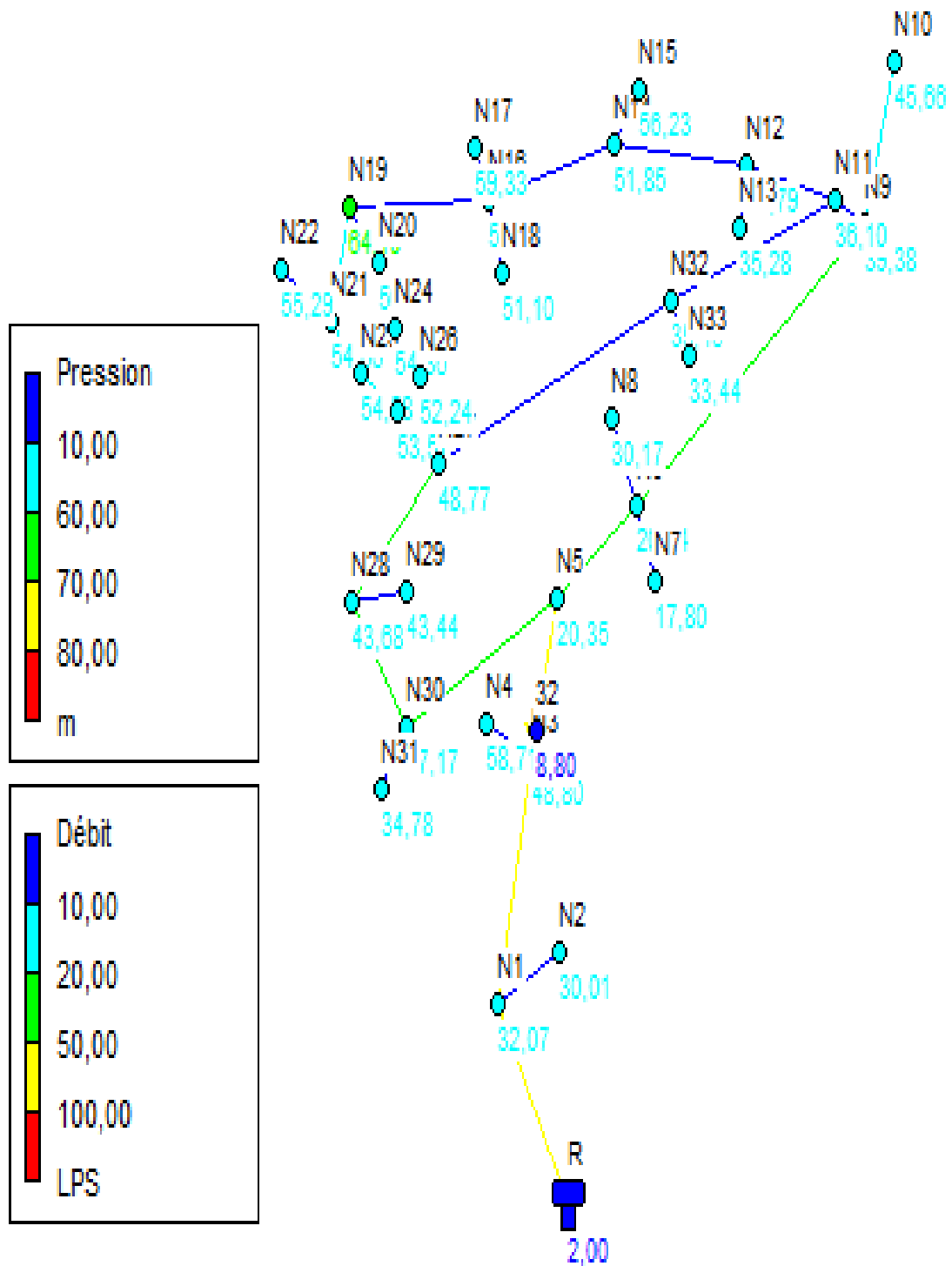


Figure (V.5): Les pressions du réseau de distribution

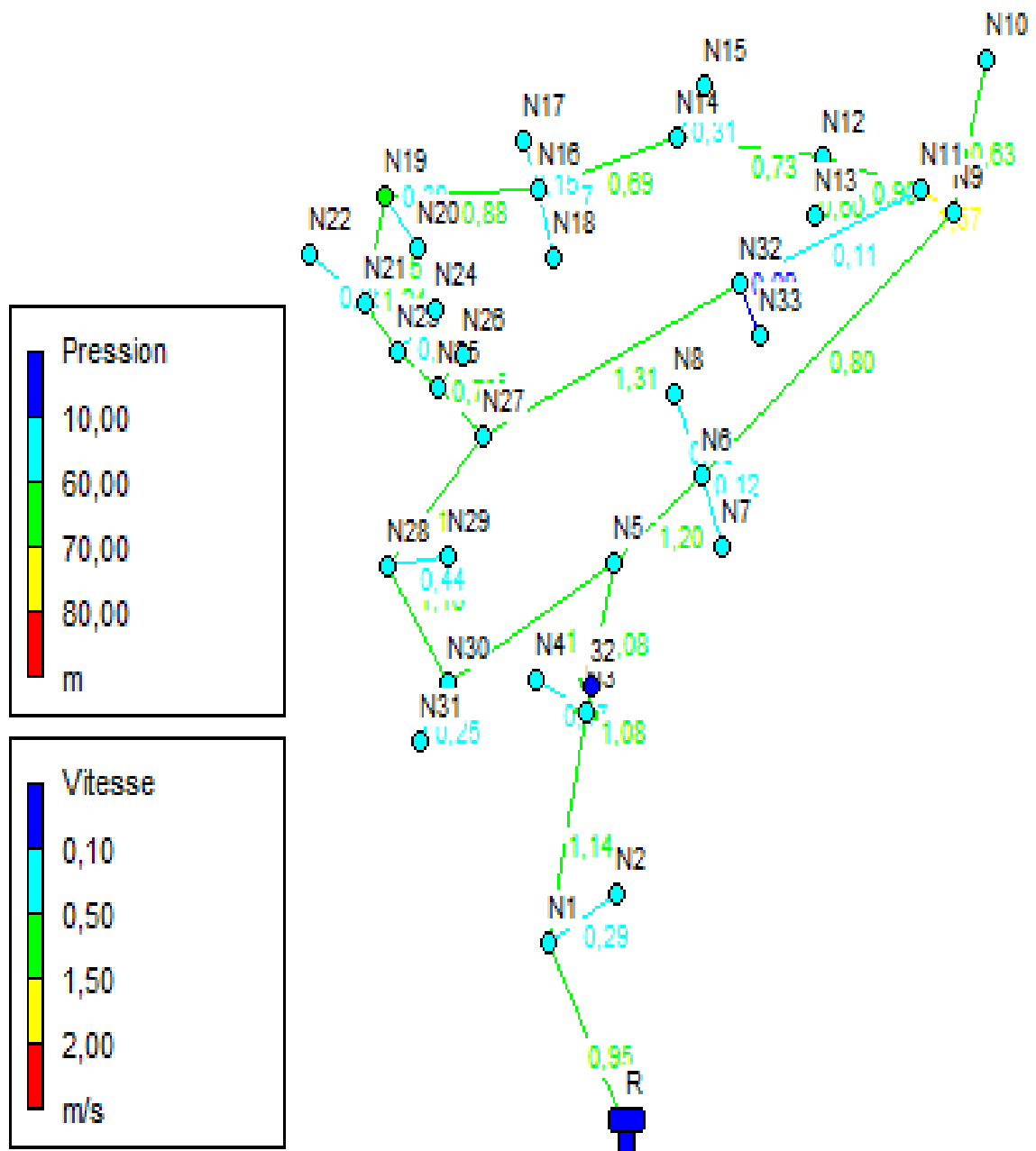


Figure (V.6): Les vitesses du réseau de distribution

Remarque

Afin d’avoir des pressions adéquate dans le réseau et pour le bon fonctionnement des accessoires du réseau, on envisage d’installer un réducteur de pression au niveau du tronçon (3 – 5).

V.12 Conclusion

Dans ce chapitre dédié au dimensionnement du réseau de distribution de la nouvelle cité AADL Ouled Bellil dont le réseau est de type maillé, un calcul hydraulique des différents débits (Q_{pointe} , $Q_{\text{spécifique}}$, Q_{route} , $Q_{\text{nœud}}$) est nécessaire afin d'effectuer une simulation à l'aide du logiciel EPANET et voir le comportement du réseau du point de vue pression et vitesse, des pressions élevées dépassant les 8 bars ont été observées sur quelques nœuds, ce qui nous oblige à utiliser des réducteurs de pression dans le tronçon (3 – 5).

CONCLUSION GENERALE

A travers l'étude que nous avons présenté, nous avons fait une étude générale sur l'alimentation en eau potable de la nouvelle cite AADL 1900 logements à Ouled Belil la wilaya de BOUIRA.

Après avoir présenté la zone d'étude et estimé les besoins en eau potable à l'horizon 2053, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 26642 habitants, nous avons constaté que ces besoins sont de 6128.21 m³/j

Après avoir effectué les calculs nécessaires, nous avons déterminé qu'un réservoir de 1200 m³ serait approprié. En ce qui concerne le dimensionnement de la conduite d'adduction, nous avons opté pour un diamètre économique de 400 mm, tout en maintenant une vitesse acceptable avec des conduites de type PEHD PN16.

Nous avons utilisé le logiciel CAPRARI pour sélectionner la pompe appropriée. De plus, nous avons effectué une vérification pour protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier. Les résultats des calculs ont confirmé que notre installation ne nécessite pas de dispositif anti-bélier.

Concernant la distribution, nous avons utilisé le logiciel EPANET pour effectuer une simulation. Les résultats de la simulation ont montré des vitesses de circulation d'eau situées entre 0,5 m/s et 1,5 m/s, ainsi que des pressions allant de 10 m à 60 m. Nous avons utilisé des conduites en PEHD avec des diamètres intérieurs allant de 35.2 mm à 176.2 mm.

- [1] **ABBAS, K. et ALLOUACHE, N.** :” *Etude de réseau d'AEP centre GUEMMOUR commune EL ANASSER*. 2022, Université Abderahmene Mira. Bejaia.”
- [2] **BENREDOUEN, N. et BEZAID, A.** : “ *conception et dimensionnement d'un réseau d'Alimentation en Eau Potable et d'un réseau d'Assainissement des Eaux Usées de la région d'Ali MESBAH Commune d'ElHarrouch (W.SKIKDA)*. 2015, Université Abderahmane Mira. Béjaia.“
- [3] **BONNIN, J.** :”hydraulique urbaine aux agglomérations de petit et moyenne importance”, Edition EYROLLES, 1979.
- [4] **BERREKSI, A.**, *Polycopié de cours <https://elearning.univ-bejaia.dz/mod/resource/view.php?id=46556>*. . Hydraulique 3. 2015, Université de Béjaia. 55 pages.
- [5] **Données** : Donnée recueillies auprès du service d'APC de la commune de BOUIRA, Daira de Bouira, Wilaya de BOUIRA.
- [6] **Données** : Donnée recueillies auprès de la Direction des Ressources en Eau de la commune de BOUIRA, Daira de Bouira, Wilaya de BOUIRA
- [7] **ISSAAD, S. et TALAOUT, Y.** : “étude de l'alimentation en eau potable des localités d'ait sidi-Ali commune de BARBACHA (W) de BEJAIA”. Mémoire de fin d'étude, université de BEJAIA.2010.
- [8] **MEBSOUT, A.** :”réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de SIDI-LADJAL (W) de DJELFA”. Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2015.
- [9] : **RAHMOUNI, A** : Etude de réseau d'AEP des villages (Oued el Katen, Arssa moussa, Arssa bousselem) (Commune Djemaa beni hbibi Daira El Ancer (W.Jijel), Mémoire de fin d'études, Master, Université A. Mira de Bejaia, 2021.

Annexe

Annexe (I) : Prix et diamètres normalisés des canalisations en PEHD (PN16)

Code	Désignation	Prix de vente HT	Prix de vente TTC
PF0406800438	TUBE PEHD EAU PE100 Ø20 PN16 EP. 2.0 mm	38.74	46.10
PF0406800446	TUBE PEHD EAU PE100 Ø25 PN16 EP. 2.3 mm	54.62	65.00
PF0406800440	TUBE PEHD EAU PE100 Ø32 PN16 EP. 3.0 mm	88.91	105.80
PF0406800442	TUBE PEHD EAU PE100 Ø40 PN16 EP. 3.7 mm	136.81	162.80
PF0406800443	TUBE PEHD EAU PE100 Ø50 PN16 EP. 4.6 mm	215.13	256.00
PF0407100515	TUBE PEHD EAU PE100 Ø63 PN16 EP. 5.8 mm	334.03	397.50
PF0407100518	TUBE PEHD EAU PE100 Ø75 PN16 EP. 6.8 mm	470.59	560.00
PF0407100526	TUBE PEHD EAU PE100 Ø90 PN16 EP. 8.2 mm (50 ML)	672.27	800.00
PF0407100527	TUBE PEHD EAU PE100 Ø90 PN16 EP. 8.2 mm (66 ML)	672.27	800.00
PF0407100510	TUBE PEHD EAU PE100 Ø110 PN16 EP. 10.0 mm	1,000.00	1,190.00
PF0407100511	TUBE PEHD EAU PE100 Ø110 PN16 EP. 10.0 mm (12 ML)	1,000.00	1,190.00
PF0406900465	TUBE PEHD EAU PE100 Ø125 PN16 EP. 11.4 mm	1,290.08	1,535.20
PF0406900469	TUBE PEHD EAU PE100 Ø160 PN16 EP. 14.6 mm	2,081.03	2,476.42
PF0406900474	TUBE PEHD EAU PE100 Ø200 PN16 EP. 18.2 mm	3,042.16	3,620.17
PF0406900479	TUBE PEHD EAU PE100 Ø250 PN16 EP. 22.7 mm	5,132.08	6,107.17
PF0407000483	TUBE PEHD EAU PE100 Ø315 PN16 EP. 28.6 mm	8,040.88	9,568.64
PF0407000489	TUBE PEHD EAU PE100 Ø400 PN16 EP. 36.3 mm	13,177.40	15,681.10
PF0407000493	TUBE PEHD EAU PE100 Ø500 PN16 EP. 45.4 mm	20,539.10	24,441.53
PF0407000496	TUBE PEHD EAU PE100 Ø630 PN16 (6 ML)	33,022.08	39,296.28
PF0407000497	TUBE PEHD EAU PE100 Ø630 PN16 EP. 57.2 mm	33,022.08	39,296.28
PF0407000501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø710 PN16 EP. 64.5 mm	41,424.93	49,295.67
PF0407000503	TUBE PEHD EAU PE100 Ø800 PN16 EP. 72.6 mm	53,282.71	63,406.43

PN 16

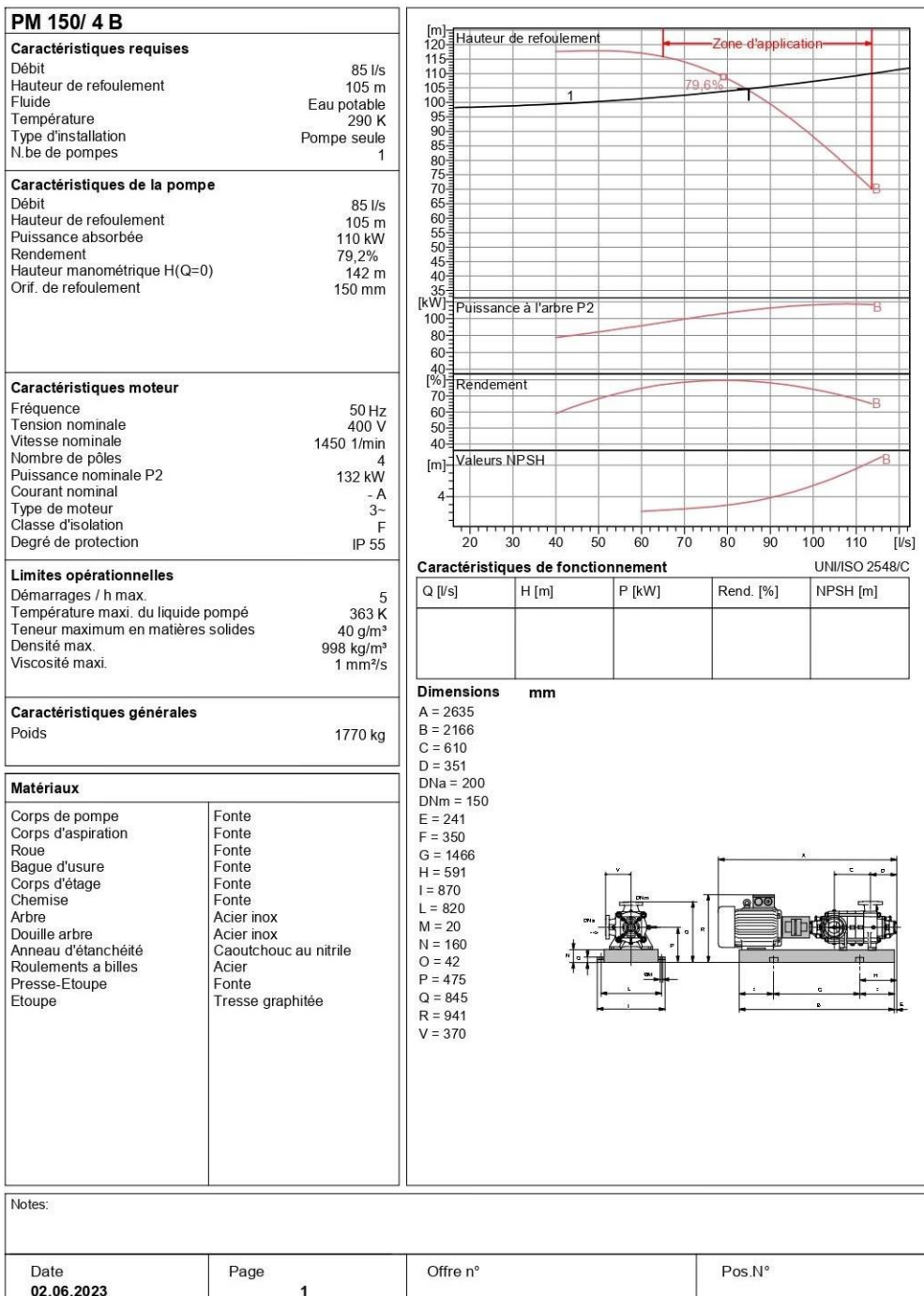
Annexe

Annexe (2) : Détail de courbe caractéristique de la pompe de la SR1 donné par CAPRARI.

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
== ISO 9001 ==



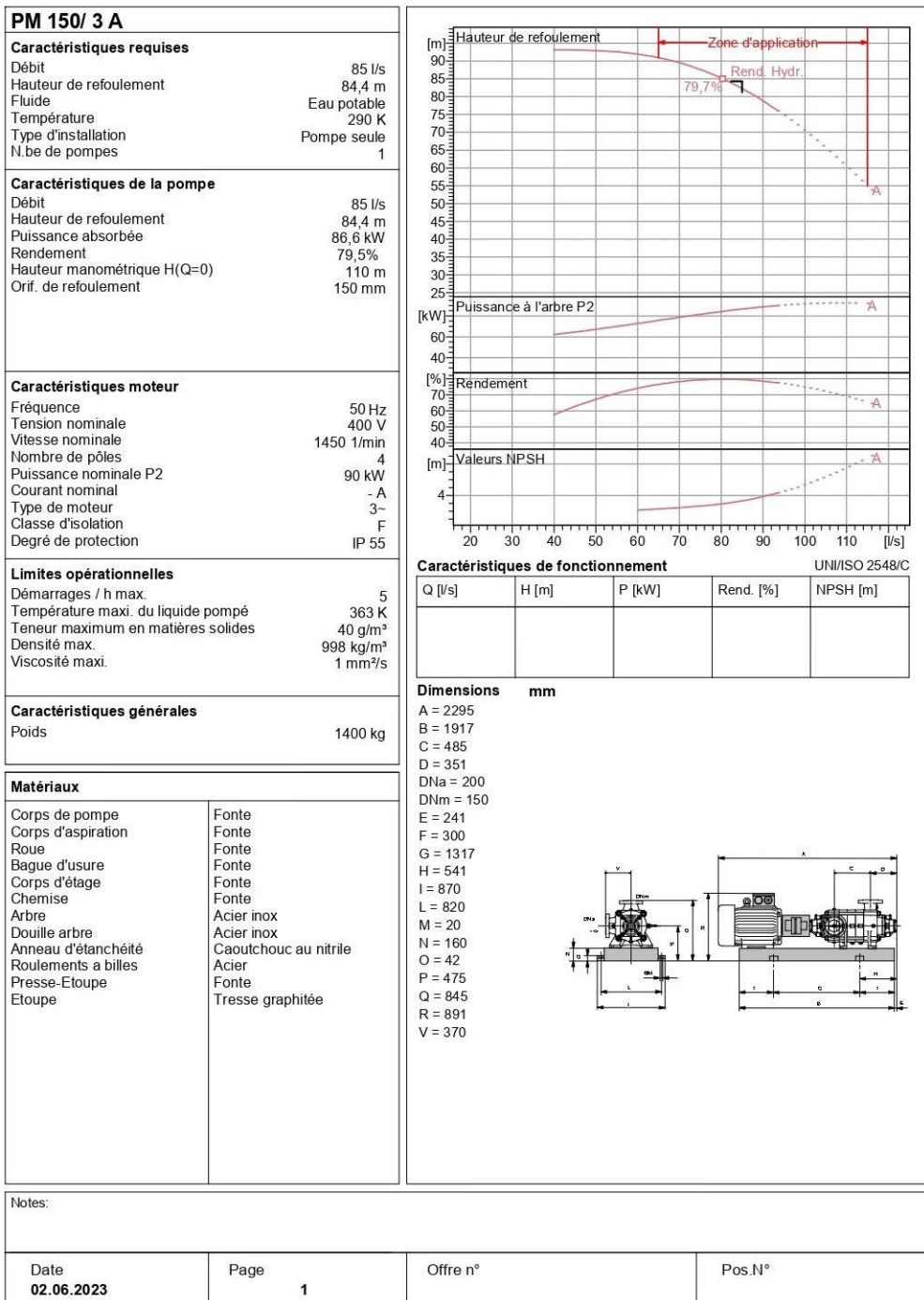
Annexe

Annexe (3) : Détail de courbe caractéristique de la pompe de la SR2 donné par CAPRARI.



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001



Résumé

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude portant sur l'alimentation en eau potable de la nouvelle cité AADL Ouled Belil, nous avons établi différentes étapes nécessaires à notre étude. Nous avons commencé par présenter le site du projet, puis nous avons procédé à une estimation des besoins en eau pour les différentes catégories d'utilisateurs à l'horizon 2053.

Par la suite, nous avons déterminé qu'un réservoir d'une capacité de 1200 m³ serait approprié pour répondre à ces besoins. Une étude technico-économique a ensuite été réalisée afin de déterminer les diamètres des conduites d'adduction nécessaires. La partie relative au pompage a également été abordée, où nous avons sélectionné les pompes adéquates pour chaque tronçon, tout en effectuant une vérification pour prévenir le phénomène du coup de bélier.

Enfin, nous avons conclu notre travail en procédant à la conception globale du projet, incluant la distribution de l'eau dans la cité.

Mots clés : AEP, adduction, réservoirs, pompe, coup de bélier, distribution.

Abstract

In the scope of this final year project, we have established various necessary steps for the study of the drinking water supply in the new AADL Ouled Belil residential area. After presenting the project site, we proceeded with estimating the water needs for different categories of users up to the year 2053. Subsequently, we determined that a reservoir with a capacity of 1200 m³ would be appropriate, followed by a techno-economic study to determine the diameter of the supply pipes. We also addressed the pumping aspect, where we selected suitable pumps for each section, followed by verifying the water hammer phenomenon.

Finally, we concluded the work by designing the project and its distribution system.

Keywords: AEP, Adduction, Reservoirs, Pump, Water Hammer, Distribution.

الملخص

في إطار هذا المشروع الختامي، تمنا بوضع خطوات مختلفة ضرورية لدراسة إمداد المياه الصالحة للشرب في منطقة سكنية جديدة تُدعى والد بليل. بعد تقييم موقع المشروع، تمنا بتقدير احتياجات المياه لنشاطات المستخدمين المختلفة حتى عام 2053. بعد ذلك، تمنا بتحديد أن خزانًا بسعة 1200 م³ سيكون مناسبًا، تالها دراسة تكلفو أنصا لدراسة لتحدد قطر أنابيب التوصيل المناسبة. تمنا العمل أيضا مع جازب الضخ، حيث تمنا باختبار مضخات مناسبة لكل قسم، تالها التحقق من ظاهرة المطرقة المائية ونفي النهاية، اختمنا العمل بتصميم المشروع ونظام توزيعه **الكلمات**

المفتاحية: مياه الشرب، الخزانات، المضخات، مطرقة المياه، التوزيع