

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de recherche en Hydraulique appliquée et environnement

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par:

M^r : MAZA Oussama

M^r : CHERIF Abderraouf

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

Option : Hydraulique urbaine

INTITULE:

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA LOCALITE BOUMENAZEL, COMMUNE D' AHL EL KSAR, WILLAYA DE BOUIRA

Soutenu le : **13/07/2022** devant le jury composé de:

- Président : **M^r.LAHOUARI. F**
- Promoteur : **M^r. HAMCHAOUI. S**
- Examinatrice : **M^{me}.BOUNAB. N**

2021/2022

*Tout d'abord nous remercions le **DIEU** tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour réaliser ce modeste travail*

Un remerciement tout particulier à nos chers parents de leurs sacrifices consentis pour notre éducation et formation

*On remercie notre promoteur **Mr HAMCHAOUI** de nous avoir encadrés guidé et accompagné dans ce travail ainsi que leur compréhension pour leurs précieux conseils qui nous ont guidés dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude*

Nous remercieront également à :

❖ *Chef de centre de distribution d'eau de Bouira **Mr ALMAS Karim***

❖ *Bureau d'étude d'Hydraulique **Mr Maamar Brahim***

Nos remerciements sont destinés aussi aux membres du jury

***Mr LAHOUARI** ainsi que **M^{eme} BOUNAB** de nous avoir fait l'honneur d'examiner notre travail*

Enfin, nos remerciements s'étendent également à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à réalisation de ce travail, nous vous disons tous

UN GRAND MERCI !

Oussama & Abderraouf

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à

Mes chers parents, pour tout le soutien, le sacrifice et l'amour qu'ils me portent depuis mon enfance et j'espère que leur bénédiction m'accompagne toujours, et que Dieu vous accorder santé, bonheur et longue vie.

A mon frère et binôme El'Zombo

A mes frères Islem et Anis.

A mes sœurs Asma et Imane

A mes amis de Bejaia : Rachid, Moussa, Alilou, Zinou, Zaki, Mouh, El'walii, Kadiro, Mamine, Boulaaid, Tasnim, Yassmine, Rayane et tout l'équipe d'Iryahen...

A mes amis de Jijel : Walid, Zaki, Ndir, Ahmed, Nourou.

Et en fin à tous qui m'ont aidée et œuvré de près ou de loin à l'élaboration de ce travail

Toute ma gratitude pour ceux que e n'ai pas pu porter leurs noms

OUSSAMA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail de fin d'études

Aux êtres les plus chers

*A mon père Ramdhane et ma mère Hayat qui on fait de moi
ce que je suis aujourd'hui*

Pour leurs sacrifices et leur bonté ainsi que leurs conseils

A mon frère et binôme El'Batazaa

A mes sœurs et frères : Imane, Hadjer, Abla, Radhia, Aymen

A mon cher oncle Omar

*A mes amis de Bejaia : Rachid, Moussa, Alilou, Zinou, Zaki,
Mouh, El'madani, Mamine ,Boulaaid,Nabil,Said, Raouf, Zak,
Tarik*

Tasnim, Kenza et Soumaya

*A mes Amis de Bouira : Doumina, Comembert, Tarek,
Babouchi, Sohaib, Mimich, Sakouha, Kimbou*

Et tout l'équipe d'Iryahen et Ihedaden

*Et en fin à tous qui m'ont aidée et œuvré de près ou de loin à
l'élaboration de ce travail*

Toute ma gratitude pour ceux que e n'ai pas pu porter leurs noms

Abderraouf

SOMMAIRE

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles et abréviations

Introduction Générale..... 1

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction 2

I.2 Présentation du site 2

I.2.1 Situation géographique..... 2

I.2.2. Situation topographique 3

I.2.3. Situation climatique 3

I.2.3.1. Climat..... 3

I.2.3.2. Température 3

I.2.3.3. Pluviométrie..... 4

I.2.4. Situation hydraulique et les ressources en eau 4

I.2.4.1. Barrage de Tilesdit 4

1.2.4.1.1. Localisation du barrage 4

1.2.4.1.2. Caractéristiques générales du barrage 5

I.3.Conclusion 5

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction 6

II.2. Evaluation de la population..... 6

II.2.1. Catégories des besoins 6

II.2.2. Choix de la norme unitaire de consommation 7

II.2.2.1. Définition..... 7

II.2.2.2 Critères de choix de la norme 7

II.3. Détermination de la consommation moyenne journalière..... 7

II.3.1. Besoins domestiques..... 7

II.3.2. Besoins des équipements publics..... 8

II.3.2.1. Besoins scolaires..... 8

II.3.2.2. Besoins socioculturels..... 8

II.3.2.3. Besoins sanitaires..... 8

II.3.2.4. Besoins cheptel :	8
II.3.2.5. Besoins des équipements à long terme	8
II.4. Majoration de la consommation moyenne journalière	9
II.5. Variation de la consommation.....	10
II.6. Variation de la consommation horaire.....	11
II.7. Conclusion.....	14

CHAPITRE III : Réservoirs

III.1. Introduction.....	15
III.2. Rôle des réservoirs	15
III.3. Classification des réservoirs.....	16
III.4.Emplacement du réservoir	17
III.5. Choix du type de réservoir	17
III.6. Equipements des réservoirs	18
III.6.1. Conduited'adduction	18
III.6.2. Conduite de distribution	18
III.6.3. Conduite du trop-plein.....	19
III.6.4. Conduite de vidange	20
III.6.5. Conduite by-pass	20
III.6.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie	21
III.7. Capacité de réservoir à l'horizon futur	21
III.7.1. Méthode graphique.....	22
III.7.2. Méthode analytique	22
III.8. Volume total du réservoir	22
III.9. Dimensionnement des réservoirs	23
III.9.1. Capacité de la bache d'eau (station de pompage Boumenazel).....	23
III.9.2. Capacité du réservoir R(Boumenazel).....	24
III.9.3. Détermination du diamètre du réservoir.....	25
III.9.4. Détermination de la hauteur d'incendie	25
III.10. Conclusion	25

CHAPITRE IV : Adduction

IV.1. Introduction.....	26
IV.2. Types d'adduction.....	26
IV.2.1. Adduction gravitaire.....	26

IV.2.2. Adduction par refoulement.....	27
IV.2.3. Adduction mixte.....	27
IV.3. Choix du tracé	28
IV.4. Choix du type des conduites	28
IV.5. Organes et accessoires de l'adduction	29
IV.5.1. Organes de section	29
IV.5.2. Organes de protection	30
IV.5.3. Organes de régulation	31
IV.5.4. Organes de branchement	32
IV.6. Calcul du diamètre économique	32
IV.7. Calcul de la vitesse	32
IV.8. Calcul des pertes de charges	33
IV.8.1 Pertes de charges linéaires.....	33
IV.8.2. Pertes de charges singulières.....	35
IV.8.3. Pertes de charge totale.....	35
IV.9. Calcul hydraulique	35
IV.9.1. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation H_{mt}	35
IV.9.2. Puissance absorbée par la pompe	35
IV.9.3. Energie consommée par la pompe	36
IV.9.4. Frais d'exploitation	36
IV.9.5. Frais d'amortissement	36
IV.9.6. Calcul du bilan	36
IV.10. Description du schéma d'adduction	37
IV.11. Dimensionnement de l'adduction par refoulement.....	38
IV.11.1. Tronçon SP Boumenazel R	38
IV.12. Conclusion.....	39

CHAPITRE V : Pompes et station de pompage

V. 1. Introduction	40
V.2. Eléments constitutifs d'une station de pompage.....	40
V.3. Classification des pompes	40
V.3.1. Pompes volumétriques.....	40
V.3.2. Turbopompes.....	40
V.4. Choix des pompes	42

V.5. Caractéristiques générales des pompes centrifuges	42
V.5.1. Débit de pompage (Q)	42
V.5.2. Vitesse de rotation (N).....	42
V.5.3. Hauteur manométrique totale (<i>H_{mt}</i>)	42
V.5.4. Puissance absorbée par la pompe (<i>P_a</i>)	42
V.5.5. Puissance utile (<i>P_{ut}</i>).....	43
V.5.6. Rendement(η)	43
V.6. Courbes caractéristiques.....	43
V.6.1. Courbes caractéristiques des pompes centrifuges.....	43
V.6.1.1. Courbe hauteur-débit ($H=f(Q)$)	43
V.6.1.2. Courbe rendement-débit ($\eta=f(Q)$)	43
V.6.1.3. Courbe puissance absorbée-débit ($P=f(Q)$)	43
V.6.2. Courbes caractéristiques de la conduite.....	44
V.7. Point de fonctionnement de la pompe.....	45
V.7.1. Première variante (modification du temps de pompage).....	45
V.7.2. Deuxième variante (régulation par étouffement (le vannage)).....	46
V.7.3. Troisième variante (rognage de la roue).....	46
V.7.4. Quatrième variante (variation de la vitesse de rotation).....	46
V.8. Couplage des pompes	47
V.8.1. Couplage en série	47
V.8.2. Couplage en parallèle	48
V.9. Phénomène de cavitation.....	48
V.10. Choix des pompes	50
V.10.1. Refoulement : SP Boumenazelréservoir de stockage Boumenazel	50
V.10.1.1. Caractéristiques de la conduite	50
V.10.1.2. Caractéristique de la pompe	50
V.11. Conclusion	51

CHAPITRE VI : Protection des conduites

VI.1. Introduction.....	53
VI.2. Définition de phénomène de coup de bélier	53
VI.3. Causes de coup de bélier.....	53
VI.4. Conséquences de coup de bélier.....	53
VI.5. Moyens de protection contre le coup de bélier	54

VI.5.1. Volant d'inertie	54
VI.5.2. Soupapes de décharge	54
VI.5.3. Ventouse.....	55
VI.5.4. Cheminées d'équilibre.....	56
VI.5.5. Réservoir d'air.....	56
VI.5.6. Récapitulatif des différents équipements anti-bélier	57
VI.6. Étude du coup de bélier	58
VI.7. Calcul des valeurs du coup de bélier pour le tronçon (SP_RS)	59
VI.8. Conclusion.....	60

CHAPITRE VII : Distribution

VII.1. Introduction	61
VII.2. Classification des réseaux	61
VII.2.1. Réseau ramifié	61
VII.2.2. Réseau maillé.....	62
VII.2.4. Réseau mixte.....	62
VII.2.3. Réseau étagé	62
VII.3. Conception d'un réseau de distribution	63
VII.4. Choix du réseau à adopter	63
VII.5. Choix du tracé.....	63
VII.6. Choix des conduites	63
VII.7. Equipements et accessoires du réseau de distribution	64
VII.7.1. Canalisations.....	64
VII.7.2. Organes accessoires	64
VII.8. Présentation du logiciel EPANET	65
VII.8.1. Etapes de l'utilisation du logiciel EPANET	66
VII.9. Description du réseau de distribution.....	67
VII.10. Calcul hydraulique du réseau de distribution	68
VII.10.1. Détermination des débits du réseau	68
VII.10.1.1. Détermination de débit de pointe	68
VII.10.1.2. Détermination de débit spécifique	68
VII.10.1.3. Détermination de débit en route.....	68
VII.10.1.4. Détermination de débit aux nœuds.....	69
VII.11. Dimensionnement du réseau.....	69

VII.11.1. Calcul des débits enroute	69
VII.11.2. Calcul des débitsaux nœuds	72
VII.11.3. Simulation du réseau avec EPANET	78
VII.12. Conclusion	85
Conclusion Générale	86
Bibliographie	
Annexes	

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

TABLEAU (I . 1) : TEMPERATURE MOYENNE MENSUELLE DE LA WILAYA DE BOUIRA. (STATION METEOROLOGIQUE DE BOUIRA, 2016).....	3
TABLEAU (I . 2) : PRECIPITATIONS MENSUELLE DE LA WILAYA DE BOUIRA (STATION METEOROLOGIQUE DE BOUIRA, 2016)	4

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESIENS ON EAU

TABLEAU (II . 1) : L'EVALUATION DU NOMBRE D'HABITANTS.....	6
TABLEAU (II . 2) : CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE ACTUELLE ET FUTURE DE LA LOCALITE BOUMENAZEL...	7
TABLEAU (II . 3) : BESOINS SCOLAIRES DE LA LOCALITE BOUMENAZEL.....	8
TABLEAU (II . 4) : BESOINS SOCIOCULTURELS DE LA LOCALITE BOUMENAZEL	8
TABLEAU (II . 5) : BESOINS SANITAIRES DE LA LOCALITE BOUMENAZEL.....	8
TABLEAU (II . 6) : BESOINS CHEPTEL DE LA LOCALITE BOUMENAZEL	8
TABLEAU (II . 7) : BESOINS DOMESTIQUES ET DES EQUIPEMENTS ACTUELS ET FUTURS DE LA LOCALITE BOUMENAZEL	9
TABLEAU (II . 8) : MAJORATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE ACTUELLE ET FUTURE.....	10
TABLEAU (II . 9) : CONSOMMATION MAXIMALE ET MINIMALE JOURNALIERE.	11
TABLEAU (II . 10) : VARIATION DE LA CONSOMMATION EN FONCTION DU NOMBRE D'HABITANTS	12
TABLEAU (II . 11) : REPARTITION DE LA CONSOMMATION HORAIRE.....	13

CHAPITRE III : RESERVOIRS

TABLEAU (III . 1) : DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR.....	24
---	----

CHAPITRE IV : ADDUCTION

TABLEAU (IV . 1) : DETERMINATION DE LA <i>Hmt</i> DU TRONÇON.....	38
TABLEAU (IV . 2) : FRAIS D'EXPLOITATIONS DU TRONÇON.....	38
TABLEAU (IV . 3) : FRAIS D'AMORTISSEMENT DU TRONÇON.....	39
TABLEAU (IV . 4) : BILAN GLOBAL DES FRAIS DU TRONÇON	39

CHAPITRE V : POMPES ET STATION DE POMPAGE

TABLEAU (V . 1) : TENSION DE VAPEUR D'EAU POMPEE EN FONCTION DE LA TEMPERATURE.....	50
TABLEAU (V . 2) : CARACTERISTIQUES DE LA POMPE DE LA STATION DE POMPAGE.	50

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES

TABLEAU (VI . 1) : AVANTAGE ET INCONVENIENTS DES APPAREILS ANTI-BELIER.	57
TABLEAU (VI . 2) : CARACTERISTIQUES DE LA CONDUITE.	59

CHAPITRE VII : DISTRIBUTION

TABLEAU (VII . 1) : LES TUYAUX ET LES DEBITS DE ROUTE... ..	69
TABLEAU (VII . 2) : DEBITS AUX NŒUDS... ..	72
TABLEAU (VII . 3) : DIAMETRES OBTENUS	77
TABLEAU (VII . 4) : RESULTATS DE LA SIMULATION DES CONDUITES... ..	78
TABLEAU (VII . 5) : LES PRESSIONS ET LES CHARGES AU NIVEAU DES NŒUDS DU RESEAU... ..	80

Listes des figures et photos

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

FIGURE (I . 1) : LOCALISATION DE LA COMMUNE D' AHL EL KSAR DANS LA WILAYA DE BOUIRA	2
FIGURE (I . 2) : CARTE TOPOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE	3
PHOTO (I . 1) : PHOTO DU BARRAGE TILES DIT	5

CHAPITRE III : RESERVOIRS

FIGURE (III . 1) : RESERVOIR SEMI ENTERRE CYLINDRIQUE	16
FIGURE (III . 2) : RESERVOIR SURELEVE	17
FIGURE (III . 3) : ADDUCTION AVEC CHUTE LIBRE	18
FIGURE (III . 4) : ADDUCTION NOYEE	18
FIGURE (III . 5) : CONDUITE DE DISTRIBUTION	19
FIGURE (III . 6) : CONDUITE DE TROP-PLEIN ET DE VIDANGE	19
FIGURE (III . 7) : CONDUITE DE VIDANGE	20
FIGURE (III . 8) : BY-PASS	20
FIGURE (III . 9) : SYSTEME DE DEUX PRISES	21
FIGURE (III . 10) : SYSTEME A SIPHON	21

CHAPITRE IV : ADDUCTION

FIGURE (IV . 1) : ADDUCTION GRAVITAIRE	26
FIGURE (IV . 2) : ADDUCTION PAR REFOULEMENT	27
FIGURE (IV . 3) : ADDUCTION MIXTE	27
FIGURE (IV . 4) : TUYAUX PEHD	29
FIGURE (IV . 5) : ROBINET VANNE A OPERCULE	30
FIGURE (IV . 6) : VANNE PAPILLON	30
FIGURE (IV . 7) : VENTOUSE	31
FIGURE (IV . 8) : CLAPET ANTI RETOUR	31
FIGURE (IV . 9) : LES TYPES DE PERTES DE CHARGE	33
FIGURE (IV . 10) : SCHEMA D'ADDUCTION	37

CHAPITRE V : POMPES ET STATION DE POMPAGE

FIGURE (V . 1) : LES TROIS ESSENTIELS DES TURBOPOMPES	41
FIGURE (V . 2) : COURBES CARACTERISTIQUES D'UNE POMPE CENTRIFUGE	44
FIGURE (V . 3) : POINT DE FONCTIONNEMENT D'UNE POMPE	45
FIGURE (V . 4) : RECHERCHE DE POINT DE FONCTIONNEMENT DESIRE	47
FIGURE (V . 5) : CARACTERISTIQUES DE DEUX POMPES FONCTIONNANT EN SERIE	47
FIGURE (V . 6) : CARACTERISTIQUES DE DEUX POMPES FONCTIONNANT EN PARALLELE	48
FIGURE (V . 7) : PHENOMENE DE CAVITATION SUR DES AUBES D'UNE POMPE CENTRIFUGE.	49
FIGURE (V . 8) : POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE AU NIVEAU DE STATION DE POMPAGE	51

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES

FIGURE (VI . 1) : SCHEMA GENERALE D'UN VOLANT D'INERTIE	54
FIGURE (VI . 2) : SCHEMA GENERALE D'UNE SOUPAPE DE DECHARGE	55
FIGURE (VI . 3) : SCHEMA EXPLICATIF DU FONCTIONNEMENT D'UNE VENTOUSE	55
FIGURE (VI . 4) : CHEMINEE D'EQUILIBRE	56
FIGURE (VI . 5) : RESERVOIR D'AIR	57

CHAPITRE VII : DISTRIBUTION

FIGURE (VII . 1) : RESEAU RAMIFIE	61
FIGURE (VII . 2) : RESEAU MAILLE	62
FIGURE (VII . 3) : RESEAU MIXTE	62
FIGURE (VII . 4) : ENVIRONNEMENT DE TRAVAIL SUR EPANET	65
FIGURE (VII . 5) : RESEAU DE DISTRIBUTION DE LA ZONE D'ETUDE	67
FIGURE (VII . 6) : RESEAU DE DISTRIBUTION APRES SIMULATION (VITESSES)	83
FIGURE (VII . 7) : RESEAU DE DISTRIBUTION APRES SIMULATION (PRESSIONS)	84

Liste des symboles et Abréviations

P_n : Population à l'horizon considéré (hab).

P_0 : Population actuelle (hab).

τ : Taux d'accroissement de la population.

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

D_i : Dotation journalière en (l/j/hab)

N_i : Nombre de consommateurs.

$Q_{\text{équiactuel}}$: Besoins d'équipements en 2022.

$Q_{\text{équifutur}}$: Besoins d'équipements en 2052.

$Q_{\text{domactuel}}$: Besoins domestiques en 2022.

Q_{domfutur} : Besoins domestiques en 2052.

$Q_{moy.j.maj}$: Débit moyen majoré (m^3/j).

K_f : Coefficient de majoration.

$Q_{max.j}$: Le débit maximal journalier le plus élevé de l'année.

$Q_{min.j}$: Le débit minimal journalier le moins élevé de l'année.

$K_{max.j}$: Le coefficient d'irrégularité maximum il varie entre 1.1 et 1.3.

$K_{min.j}$: Le coefficient d'irrégularité minimum il varie entre 0.7 et 0.9.

$K_{max.h}$: Coefficient de consommation maximum.

$K_{min.h}$: Coefficient de consommation minimum.

α_{max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qui est compris entre 1.2 et 1.4.

β_{min} : Dépend on nombre d'habitants.

$Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire (m^3/h).

$Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire (m^3/h).

$P_{\%}$: Pourcentage du régime de consommation horaire.

Q_h : Débit horaire (m^3/h).

V_{max} : Volume maximale de réservoir (m^3).

P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir (%).

R^+_{max} : Résidu positif (%).

R^-_{max} : Résidu négatif (%).

V_T : Volume totale du réservoir (m^3).

V_{incendie} : Volume de la réserve d'incendie (m^3).

H : Hauteur de l'eau dans le réservoir.

H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m).

V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie pris à 120 m^3 .

V_{SP} : Volume de la bache d'eau de la station de pompage (m^3).

PEHD : Polyéthylène en haute densité.

PEBD : Polyéthylène en basse densité.

PVC : Chlorure de polyvinyle.

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).

Q : Débit véhiculé dans la conduite (m^3/s).

D : Diamètre de la conduite (m).

H_L : Pertes de charge linéaires (m).

J : Pertes de charge unitaires (m/ml).

L : Longueur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

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

K : Coefficient de rugosité de la conduite.

Re : Nombre de REYNOLDS.

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

$^{\circ}C$: Degrés Celsius.

H_S : Pertes de charge singulières.

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).

H_g : Hauteur géométrique (m).

H_T : Perte de charge totale.

P_A : Puissance totale consommée (KW).

η : Rendement total de l'installation (75%).

E : Energie consommée par la pompe (KWh).

T' : Temps de pompage par jour.

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

e^* : Le prix d'un KWh.

F_{am} : Frais d'amortissement.

P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite.

L : Longueur de la conduite.

A : Amortissement annuel.

i : Taux d'intérêt annuel.

n : Nombre d'année d'amortissement.

B_l : Bilan total.

CTP : Côte trop plein (m).

PN : Pression nominale.

D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite (m).

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m).

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

H_r : Hauteur géométrique de refoulement (m).

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration (m).

J_r : Pertes de charges au refoulement (m).

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

P_{ut} : La puissance transmise au fluide par la pompe.

H_c : Charge totale en fonction du débit (m).

R_{Q^2} : Valeur de la perte de charge au point considéré (m).

R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

m : Coefficient de rognage.

$NPSH_d$: Charge minimale disponible à l'aspiration (m).

$NPSH_r$: Charge nette minimale à l'aspiration (m).

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

Ca : Côte du plan d'aspiration(m).

Cp : Côte de l'axe de la pompe (m).

H_a : Hauteur d'aspiration (m).

$\frac{P_0}{g \times \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau du plus d'aspiration (m).

a : La célérité des ondes.

e : Epaisseur de la conduite (m).

B : Valeur du coup de bélier (m).

V_0 : Vitesse initiale d'écoulement en régime permanent (m/s).

H_0 : Pression absolue de la conduite.

$H_{dép}$: Valeur maximale de la dépression.

H_{sur} : Valeur minimale de la surpression.

Q_{pointe} : Débit de pointe (l/s).

Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s/m).

$\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau(m).

Q_r : Débit en route (l/s).

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml).

L_i : Longueur du tronçon concerné (m).

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

Q_{con} : Débit concentré au nœud (l/s).

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

L'eau est un élément essentiel à toute forme de vie ; c'est la source indispensable à toute forme de vie et aux activités humaine. Chaque développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

En Algérie l'eau est considérée comme un enjeu majeur, vue sa répartition géographique inégale, dont la plus grande superficie occupée par un climat sec, et la croissance démographique qui a atteint un taux de 3%, qui s'associe à une augmentation continue des besoins en eau. Face à cette situation délicate, l'état doit fournir de grands efforts pour remédier au déficit en eau.

Dans ce cadre notre thème de mémoire de fin d'étude est intitulé : Etude de l'AEP localité Boumenazel , commune Ahl el ksar, Daira Bechloul (W.BOUIRA).

L'objectif de ce travail est d'apporter une contribution à la résolution des problèmes d'Alimentation en Eau potable. Pour cela, ce travail est divisé en sept chapitres principaux, comme suite :

- Présentation de la zone d'étude.
- Estimation des besoins en eau.
- Réservoirs.
- Adduction.
- Pompes et stations de pompages.
- Protection des conduites.
- Distribution.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1 Introduction

Dans tout projet d'alimentation en eau potable (AEP) ; la collecte de données du site est nécessaire et cela pour la connaissance de toutes les caractéristiques du lieu. Ce chapitre consiste à l'étude et la présentation de la situation de notre zone d'étude Boumenazel, à savoir des points suivants géographie, topographie, climat, ... Etc.

I.2 Présentation du site

I.2.1 Situation géographique

Le village de Boumenazel se trouve dans la commune de Ahl El Ksar de la daïra de Bechloul dans la wilaya de Bouira.

La commune est limitée par :

- La commune de Bechloul au Nord et El Esnam au Nord-Ouest et El Adjiba au Nord-est ;
- La commune d'Ouled Rached à l'Est et au Sud-est ;
- La commune d'Oued El Berdi à l'Ouest et au Sud-ouest .

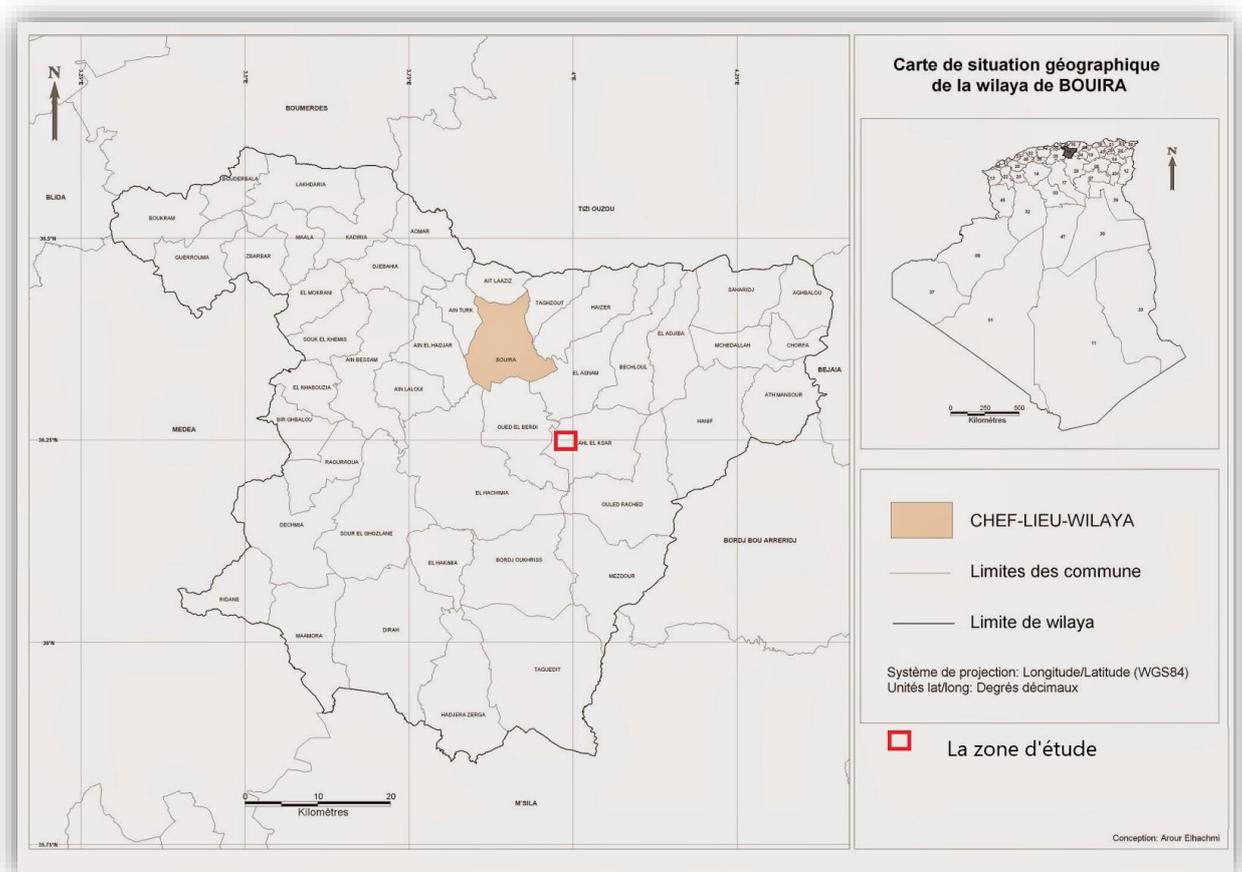


Figure (I.1) : Localisation de la commune d'Ahl el ksar dans la wilaya de Bouira

I.2.2. Situation topographique

Dans la conception d'un projet d'alimentation en eau potable, la topographie a un rôle très important.

Notre zone d'étude est une zone montagneuse avec des altitudes qui varient entre 500m à 600m.

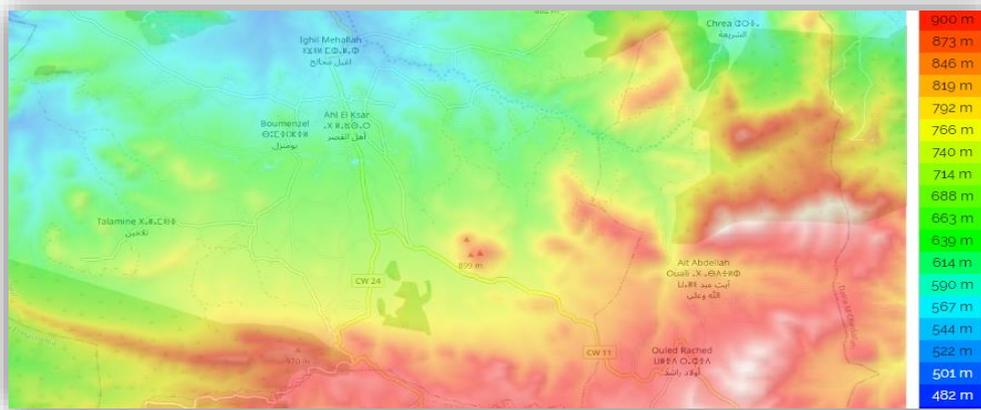


Figure (I .2) :Carte topographique de la zone d'étude

I.2.3. Situation climatique

I.2.3.1. Climat

Le climat de notre zone d'étude est méditerranéen caractérisé par un été chaud et un hiver froid pluvieux avec chute de neige.

I.2.3.2. Température

La température est un facteur principal dans les phénomènes de concentration et d'évaporation de l'eau et constitue un critère essentiel dans la définition du déficit d'écoulement.

Les températures moyennes mensuelles de la région d'étude sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (I .1) :Température moyenne mensuelle de la wilaya de Bouira. (Station Météorologique de Bouira, 2016)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne
T° moy (°C)	2.25	1.45	4.5	7.8	11	17	25	21.7	16	11	4.8	6.65	10.76

D'après le tableau, la température moyenne la plus faible a été notée durant le mois de Février (1.45°C), tandis que la température moyenne la plus élevée a été enregistrée durant le mois de Juillet (25°C).

1.2.3.3. Pluviométrie

En Algérie, la pluviométrie augmente avec l'altitude, ce qui nous mène à dire que les pluies sont d'origine orographique.

Tableau (I .2) :Précipitations mensuelle de la wilaya de Bouira (Station météorologique de Bouira, 2016)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Tot
Précipitations (mm)	67.1	102	36	46	18	16	0	0.9	39	50	35	30	440

D'après le tableau, le taux de précipitation le plus élevé a été noté durant le mois de Février avec 102 mm, tandis que le taux le moins faible a été enregistré durant le mois de juillet avec 0 mm.

1.2.4. Situation hydraulique et les ressources en eau

Notre zone d'étude (Boumenazel) est alimentée à partir du barrage de Tilesdit de Bechloul (wilaya de Bouira)

1.2.4.1. Barrage de Tilesdit

1.2.4.1.1. Localisation du barrage

Le barrage de Tilesdit est un barrage du type remblai situé dans la commune de Bechloul dans la wilaya de Bouira dans la région de Kabylie en Algérie.

Mis en service en 2009, le barrage de Tilesdit est implanté sur Oued Eddous et il est destiné à :

- L'alimentation en eau potable de la ville de Bouira, des Communes limitrophes (Bechloul, El-Asnam, El Adjiba Oued El Berdi, Ahl El Ksar), et des communes Sud-est (Tagdit, Bordj Oukhris, Mesdours, Ouled-Rached, Hadjra Zerga) avec 69.853 m³/j
- L'alimentation de la zone industrielle de Sidi Khaled.
- L'irrigation des périmètres Plateau d'El Asnam, et la vallée du Sahel avec 16 millions m³/année



Photo (I .1) :Photo du barrage Tilesdit

I.2.4.1.2. Caractéristiques générales du barrage

La digue est constituée d'un massif en remblai compacté d'une hauteur de 65m. Avec une capacité de 150 millions de m^3 pour un volume de 165 millions de m^3 .

I.3. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayés de présenter les informations de la région concernée par l'étude du point de vue géographique, topographique, climatologique et hydraulique. Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui est la conception et le dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable, afin de résoudre tous les problèmes de l'eau de l'agglomération.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESIIONS EN EAU

II.1. Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (population, agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

II.2. Evaluation de la population

Le réseau d'alimentation en eau potable de la région est conçu, tenant compte du nombre d'habitant et de leur croissance démographique dans le temps.

Pour estimer la population on utilise la formule suivante :

$$P_n = P_0 \times (1 + \tau)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- P_n : Population à l'horizon considéré (hab) ;
- P_0 : Population actuelle (hab) ;
- τ : Taux d'accroissement de la population en % égal à 3 % ;
- n : Nombre d'années séparant les deux horizons considéré.

Le tableau suivant présente le nombre d'habitants pour les différents horizons

Tableau (II .1) :L'évaluation du nombre d'habitants

	2008	2022	2052
Boumenazel (hab)	2006	3039	7365

II.2.1. Catégories des besoins

Afin de déterminer les besoins en eau d'une agglomération, on doit estimer tous les besoins existants, à savoir :

- Besoins domestiques.
- Besoins des équipements publics.

II.2.2. Choix de la norme unitaire de consommation

II.2.2.1. Définition

La dotation est la norme de consommation, définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins. L'évaluation de cette quantité dépend des nombreux paramètres, tels que : le type de l'agglomération (rural ou urbaine), le type et le degré d'équipements, la catégorie de consommateur ... etc. [1]

II.2.2.2 Critères de choix de la norme

La norme de consommation dépend essentiellement du :

- Nombre d'habitants
- Des ressources existantes.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Niveau de vie de la population et de ses habitudes

II.3. Détermination de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{D_i \times N_i}{1000} \quad (II.2)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière en (m³/j) ;
- D_i : Dotation journalière en (l/j/hab) ;
- N_i : Nombre de consommateurs.

II.3.1. Besoins domestiques

Pour notre étude, on opte pour une consommation moyenne journalière de **150 l/j.hab** . Le tableau suivant nous donnera les consommations moyennes journalières actuelles et futures de notre zone d'étude.

Tableau (II .2) : Consommation moyenne journalière actuelle et future de la localité Boumenazel

Zone	Année	Population (hab)	$Q_{moy.j}$ (m ³ /j)
Boumenazel	2008	2006	300.9
	2022	3039	455.85
	2052	7365	1104.75

II.3.2. Besoins des équipements publics**II.3.2.1. Besoins scolaires****Tableau (II .3) :**Besoins scolaires de la localité Boumenazel

Zone	Type d'équipement	Année	Nombre d'élèves	Dotation (l/j. él)	Consommation (m ³ /j)
Boumenazel	02 écoles primaires 01 Cem 01 Lycée	2022	1100	15	16.5

II.3.2.2. Besoins socioculturels**Tableau (II .4) :**Besoins socioculturels de la localité Boumenazel

Zone	Type d'équipement	Année	Nombre de fidèles	Dotation (l/j. fidèles)	Consommation (m ³ /j)
Boumenazel	03 Mosquée 01 Ecole coranique	2022	450	20	9

II.3.2.3. Besoins sanitaires**Tableau (II .5) :**Besoins sanitaires de la localité Boumenazel

Zone	Type d'équipement	Année	Consommation (m ³ /j)
Boumenazel	02 Salle de soins 01 Pharmacie 01 Polyclinique	2022	6

II.3.2.4. Besoins cheptel :**Tableau (II .6) :**Besoins cheptel de la localité Boumenazel

Zone	Espèces	Année	Nombre de têtes	Dotation (l/j. tête)	Consommation (m ³ /j)
Boumenazel	Bovins	2022	700	60	42

II.3.2.5. Besoins des équipements à long terme

Pour estimer les besoins d'équipements projetés on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipement et les besoins domestiques, et à la base de ce rapport, on estime les besoins projetés d'équipement pour l'horizon voulu en utilisant l'équation suivante ;

$$\frac{Q_{\text{équiactuel}}}{Q_{\text{domactuel}}} = \frac{Q_{\text{équifutur}}}{Q_{\text{domfutur}}} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

- $Q_{\text{équiactuel}}$: Besoins d'équipements en 2022.

- $Q_{\text{éqifutur}}$: Besoins d'équipements en 2052.
- $Q_{\text{domactuel}}$: Besoins domestiques en 2022.
- Q_{domfutur} : Besoins domestiques en 2052.

Les consommations moyennes journalières actuelles et futures sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (II .7) :Besoins domestiques et des équipements actuels et futurs de la localité Boumenazel

Zone	Type des besoins	Besoins (m ³ /j) 2022	Besoins (m ³ /j) 2052
Boumenazel	Domestiques	455.85	1104.75
	Equipements	73.5	178.12
Total	domestiques+équipements	529.35	1282.87

II.4. 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 30% ;

On peut exprimer la majoration de la consommation journalière par l'équation suivante :

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

Avec :

- $Q_{\text{moy.j.maj}}$: Débit moyen majoré (m³/j) ;
- K_f : Coefficient de majoration = 1.3 ;
- $Q_{\text{moy.j}}$: Débit moyen journalier (m³/j).

Les débits majorés journaliers pour divers horizons sont représentés dans le tableau (II-8) suivant :

Tableau (II .8) :Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future.

Zone	Besoin actuels (m ³ /j) (2022)	Besoins actuels majorés (m ³ /j) (2022)	Besoins futurs (m ³ /j) (2052)	Besoins futurs Majorés (m ³ /j) (2052)
Boumenazel	529.35	688.15	1282.87	1667.73

A l'horizon **2052** la consommation moyenne journalière du village s'élèvera à **1667.73 (m³/j)** soit un débit de **19.30 (l/s)**.

II.5. Variation de la consommation

La consommation d'eau est irrégulière et variée pendant les jours d'année et ces variations on peut les caractériser par des coefficients d'irrégularité $K_{max.j}$ et $K_{min.j}$

$$\bullet \quad K_{max.j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \quad (\text{II.5})$$

$$\bullet \quad K_{min.j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}} \quad (\text{II.6})$$

D'où :

$$\bullet \quad Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{moy.j} \quad (\text{II.7})$$

$$\bullet \quad Q_{min.j} = K_{min.j} \times Q_{moy.j} \quad (\text{II.8})$$

Avec :

- $Q_{max.j}$: Le débit maximal journalier le plus élevé de l'année ;
- $Q_{min.j}$: Le débit minimal journalier le moins élevé de l'année ;
- $K_{max.j}$: Le coefficient d'irrégularité maximum il varie entre 1.1 et 1.3, on prend 1.3 dans notre cas ;
- $K_{min.j}$: Le coefficient d'irrégularité minimum il varie entre 0.7 et 0.9, on prend 0.8 dans notre cas.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (II .9) :Consommation maximale et minimale journalière.

Consommation maximal journalière				
Zone d'étude	Année	Consommation moyenne journalière majorée(m ³ /j)	K _{maxj}	Consommation maximale journalière (m ³ /j)
Boumenazel	2022	688.15	1.3	894.6
	2052	1667.73		2168.04
Consommation minimale journalière				
Zone d'étude	Année	Consommation moyenne journalière majorée (m ³ /j)	K _{min,j}	Consommation minimale journalière (m ³ /j)
Boumenazel	2022	688.15	0.8	550.52
	2052	1667.73		1334.18

II.6. Variation de la consommation horaire

Le débit horaire d'une agglomération varie selon l'importance de cette dernière, Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximum journalier des agglomérations.

Dans notre cas on a adopté la répartition de Moins de 10000 , puisque la population à l'horizon d'étude (2052) est de 7365habitants (Tableau (II.10))

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = P_{\%} \times Q_{max,j} \quad (\text{II.14})$$

Avec :

- $P_{\%}$: Pourcentage du régime de consommation horaire ;
- $Q_{max,j}$: Débit max journalier (m³/j) ;
- Q_h : Débit horaire (m³/h).

Le tableau suivant représente cette variation en fonction du nombre d'habitants

Tableau (II .10) : Variation de la consommation en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	05	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	01	3.3	3.7	01

Tableau (II .11) : Répartition de la consommation horaire.

Heures	Consommation totale $Q_{max.j} = 2168.04 \text{ (m}^3\text{/j)}$	
	Coeff de consommation (%)	Consommation (m ³ /h)
0-1	01	21.68
1-2	01	21.68
2-3	01	21.68
3-4	01	21.68
4-5	02	43.36
5-6	03	65.04
6-7	05	108.4
7-8	6.5	140.92
8-9	6.5	140.92
9-10	5.5	119.24
10-11	4.5	97.56
11-12	5.5	119.24
12-13	07	151.76
13-14	07	151.76
14-15	5.5	119.24
15-16	4.5	97.56
16-17	05	108.4
17-18	6.5	140.92
18-19	6.5	140.92
19-20	05	108.4
20-21	4.5	97.56
21-22	03	65.04
22-23	02	43.36
23-24	01	21.68
total	100	2168.04

En analysant le tableau (II.11) précédent, on constate que le débit de pointe est de 151.76m³/h qui correspondent aux périodes 12-13 et 13-14.

II.7. Conclusion

Ce chapitre permet d'estimer les différents besoins de l'agglomération Boumenazel. En effet, en intégrant toutes les catégories de consommation en 2052, la consommation totale d'eau est estimée à 2168.04 m³/jour soit 25.1 l/s. Les résultats obtenus nous permettent d'ensuite d'évaluer la capacité optimale des réservoirs, et de dimensionner le réseau d'alimentation et assurer le bon fonctionnement du système tout en fournissant suffisamment d'eau aux habitants.

CHAPITRE III

RESERVOIRS

III.1. Introduction

Avant d'être distribuée l'eau est stockée dans des réservoirs aux châteaux d'eau. Ces derniers contribuent à améliorer les conditions de distribution de l'eau et à en sécuriser l'alimentation. Ce sont des ouvrages hydrotechniques très importants qui doivent présenter certains impératifs à savoir : la résistance, l'étanchéité et la durabilité. C'est aussi une réserve qui garantit l'autonomie en cas d'incendie sur le réseau d'eau potable.

Dans ce chapitre, on présentera un ouvrage d'une grande utilité dans un projet

D'AEP, à savoir le réservoir qui est l'organe intermédiaire entre l'adduction et la distribution.

III.2. Rôle des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable présentent plusieurs avantages tels que [2]

- Rôle de régulateur et accumulateur : dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution.
- Augmentation des pressions : il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre, le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.
- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage : le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie.
- Utilité pour briser la charge : si le terrain présente un relief très accidenté en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.
- Stockage de la réserve d'incendie : on peut avoir deux cas :
 - Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de la réalisation de cette variante ;
 - La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.
- Milieu où on peut désinfecter le réseau à l'aide du chlore.

III.3. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs selon trois paramètres [3]

a. D'après la nature de matériau de construction

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en béton armé ;
- Les réservoirs en maçonnerie.

b. D'après la position par rapport au sol

- Enterrées ;
- Semi enterrés ;
- Surélevés.

c. D'après leurs formes :

- Circulaires ;
- Rectangulaires ;
- Ou d'une forme quelconque.

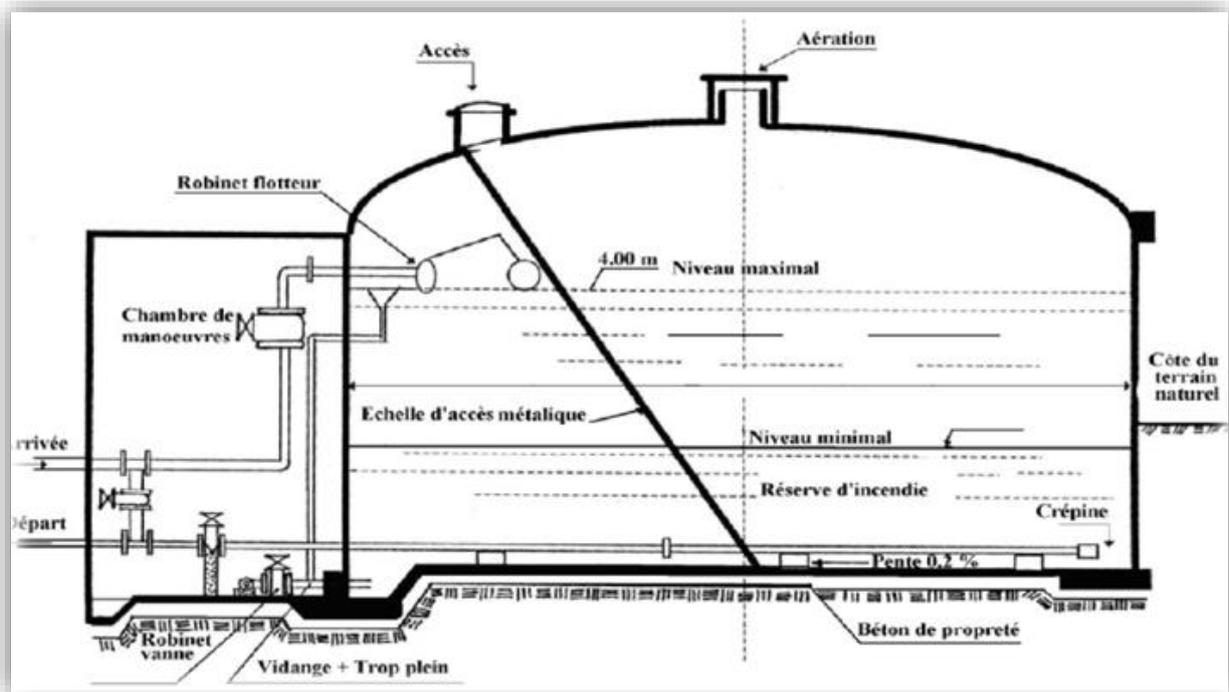


Figure (III .1) : Réservoir semi enterré cylindrique

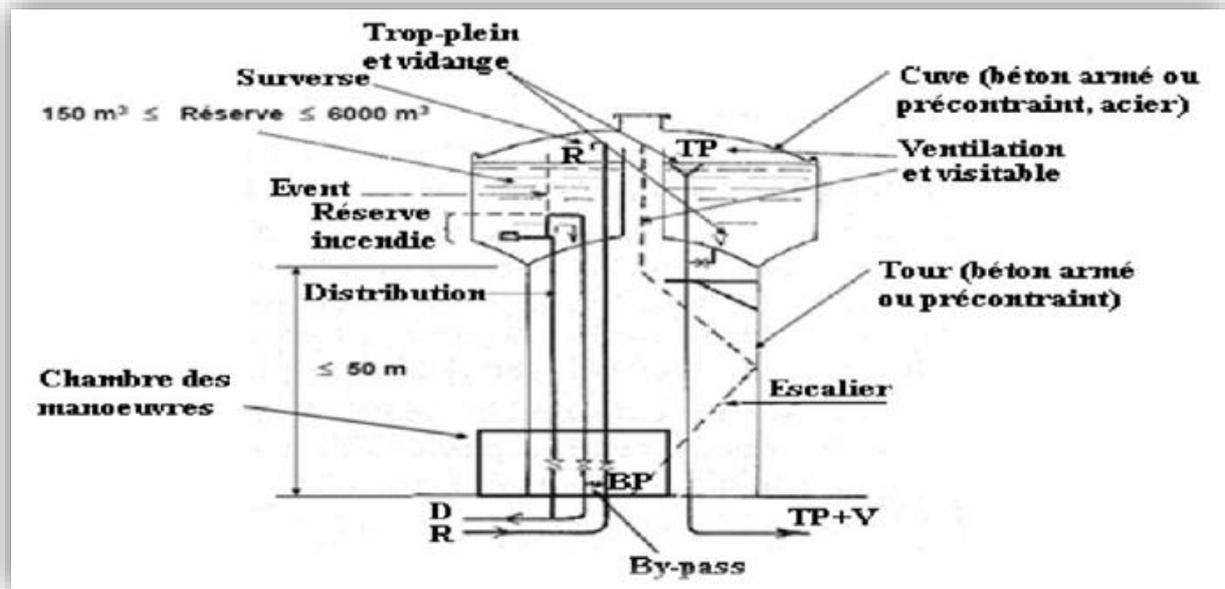


Figure (III .2) : Réservoir surélevé

III.4.Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir est souvent un problème difficile à résoudre. A cette fin, nous devons tenir compte de certains facteurs techniques et économiques qui sont les suivants :

- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir assurer une Pression suffisante au moment de pointe. [2] ;
- Il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau ;
- L'implantation doit aussi être de préférence à l'extrémité de la ville ou dans proximité des grands centres de consommation ;
- Il faut tenir compte de la topographie et la géologie des lieux ;
- Evaluer la perte de charge entre le réservoir Le point plus haut à desservir.

III.5. Choix du type de réservoir

Notre zone d'étude à un relief accidenté donc nous prenons un réservoir circulaire semi-enterré, pour les motifs suivants :

- Economie sur les frais de construction ;
- L'étanchéité est facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante.
- L'étude architecturale simplifiée.

III.6. Equipements des réservoirs

III.6.1. Conduite d'adduction

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée en bas ou en haut du réservoir. Mais pour les eaux souterraines et les eaux de forage il est préférable que l'arrivée soit en chute libre, ce que permet une oxygénation de l'eau.

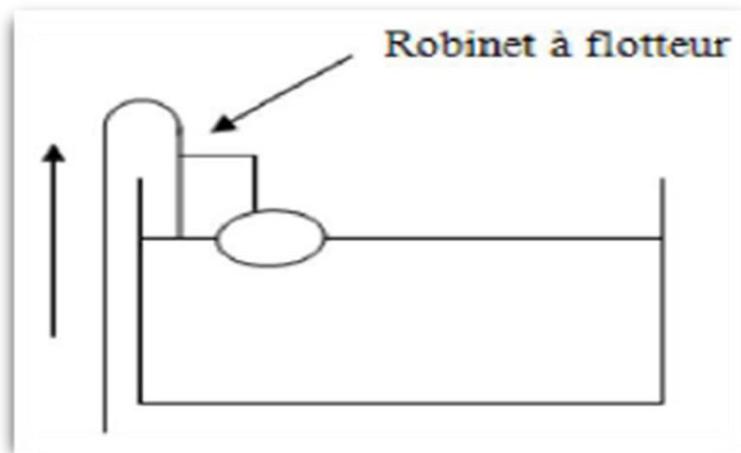


Figure (III .3) : Adduction avec chute libre

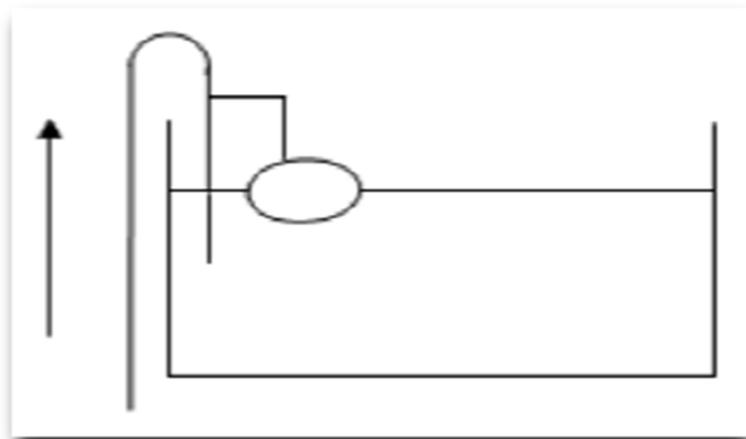


Figure (III .4) : Adduction noyée

III.6.2. Conduite de distribution

Le rôle de cette conduite est véhiculer le débit de distribution vers les agglomérations, sa départ s'effectue à 0,15 à 0,20m au-dessus du radier pour éviter l'introduction de boue, ce dernier peut être coudé pour éviter le phénomène du vortex.

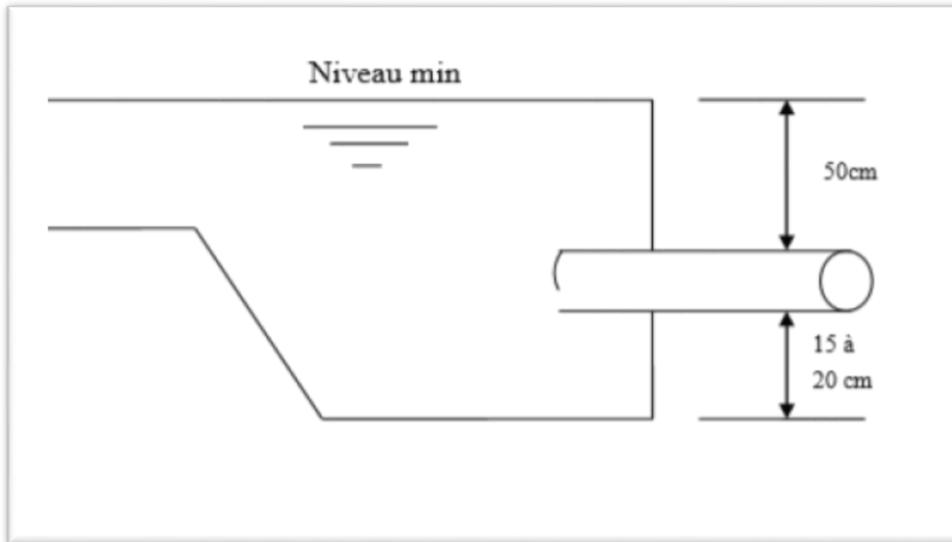


Figure (III .5) :conduite de distribution

III.6.3. Conduite du trop-plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, la canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin. Afin d'éviter la pollution ou une introduction d'animaux qui pourrait pénétrer dans le réservoir (cuve), on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante [2].

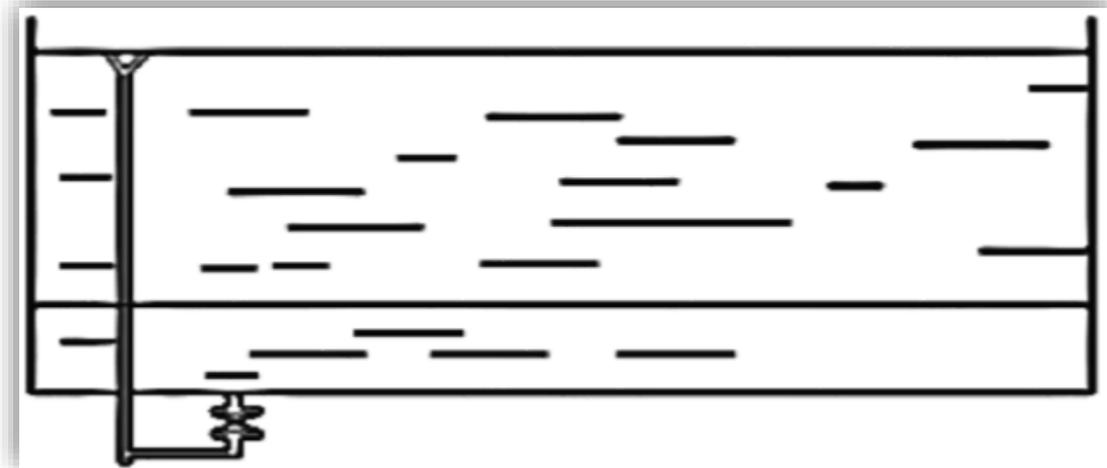


Figure (III .6) :Conduite de trop-plein et de vidange

III.6.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, 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 [2].

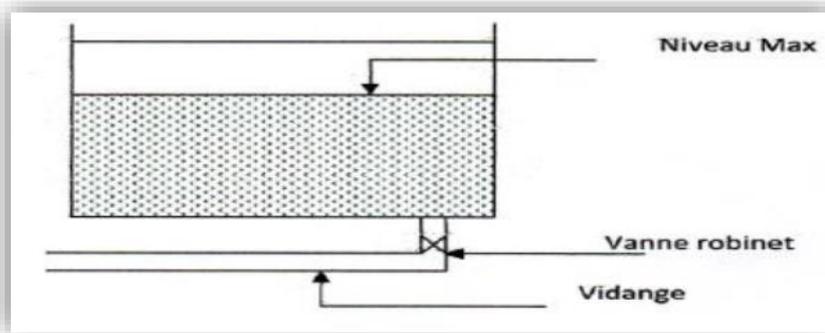


Figure (III .7) :Conduite de vidange

III.6.5. Conduite by-pass

La distribution d'eau pendant le nettoyage du réservoir est assuré par un dispositif qui est le by-pass reliant la conduite d'adduction à celle de distribution, son principe de fonctionnement est le suivant [2]:

- En temps normal : (01) et (03) sont ouvertes et (02) est fermée,
- En by-pass : (01) et (03) sont fermé et (02) est ouverte.

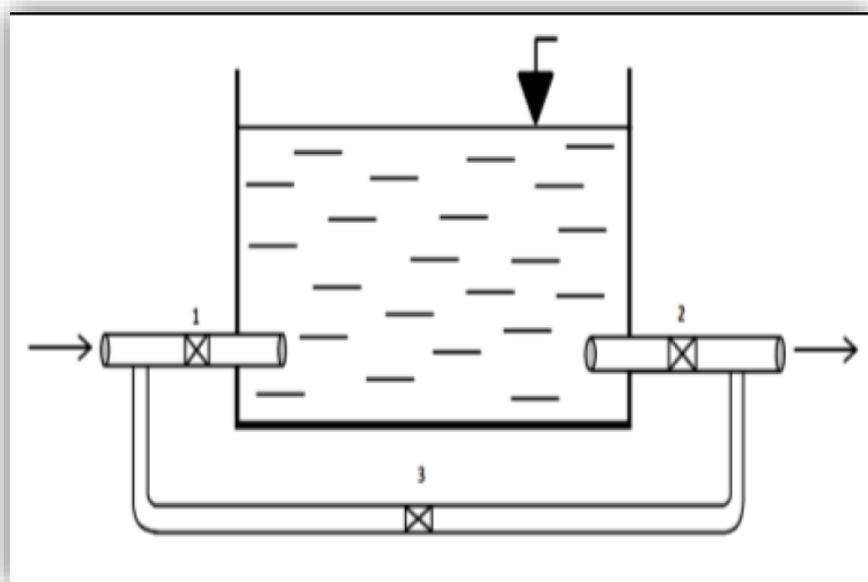


Figure (III .8) :By-pass

III.6.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Afin de protéger la réserve utilisée pour la lutte contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans le système de distribution il est nécessaire d'interdire matériellement son utilisation en service normal. Et la rendre accessible en actionnant une vanne spéciale en cas de nécessité.

Il existe deux types de disposition

- **Système de 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 :** C'est le dispositif le plus souvent adopté, il est constitué par un siphon qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint le minimum, en service normal, on ouvre 1 et 3, et on ferme 2. En cas d'incendie, on ouvre 2.

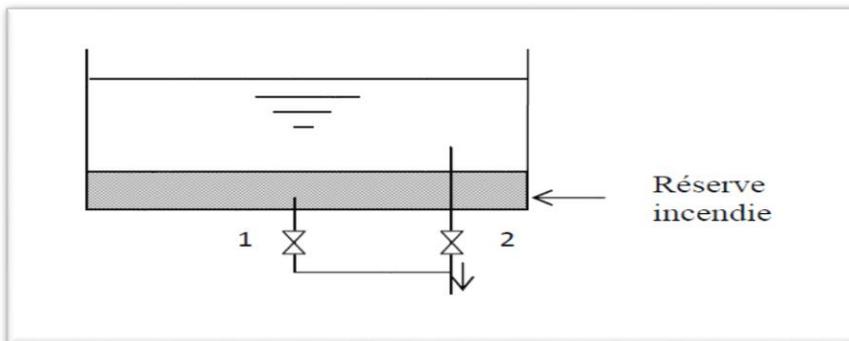


Figure (III .9) : système de deux prises

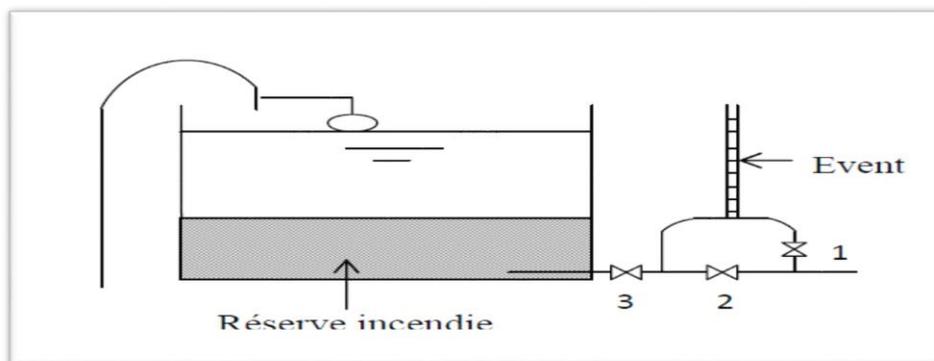


Figure (III .10) : système à siphon

III.7. Capacité de réservoir à l'horizon futur

Pour l'estimation de la capacité d'un réservoir à l'horizon 2052 on a recouru soit à la méthode graphique ou analytique

III.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 [4]

III.7.2. Méthode analytique

On peut déterminer le volume maximal de stockage de réservoir par la formule suivante :

$$V_{max} = P_{max}(\%) \times \frac{Q_{maxj}}{100} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

- V_{max} : Volume maximale ;
- P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir (%) ;
- Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m^3/j).

Détermination de la valeur de P_{max}

- le débit de pompage qui se fait sur 20 heures tout au long de la journée.
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée P_{max} fera le pourcentage du volume stocké Tel que

$$P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- R^+_{max} : Résidu positif (%) ;
- R^-_{max} : Résidu négatif (%).

III.8. Volume total du réservoir

Le volume total de réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve de l'incendie qui est égale à $120 m^3$, Il est donné par la formule suivante :

$$V_T = V_{max} + V_{incendie} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- V_T : Volume totale du réservoir (m^3) ;
- $V_{incendie}$: Volume de la réserve d'incendie (m^3).

- **Calcul de diamètre**

Après la détermination de la capacité des réservoirs on calcule leurs dimensions par la formule suivante :

$$D = \left(\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right)^{1/2} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- **D** : Diamètre du réservoir (m) ;
- **V** : Volume du réservoir (m³) ;
- **H** : Hauteur de l'eau dans le réservoir.
- **Calcul de la hauteur d'incendie**

Elle est calculée par la formule suivante :

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- **H_{inc}** : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m) ;
- **V_{inc}** : Volume de la réserve d'incendie pris à 120 m³.

III.9. Dimensionnement des réservoirs

III.9.1. Capacité de la bache d'eau (station de pompage Boumenazel).

La bache d'eau est alimentée à partir du barrage Tiseldit, avec un débit de 25.1 l/s (2168.64m³/j).

Cette bache d'eau assure un refoulement vers le réservoir du stockage pendant 20h. Le dimensionnement de la bache d'eau sera déterminé selon le temps de réserve qui est t=1/4heure

$$V_{SP} = Q_{max.h} \times t \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- **V_{SP}** : Volume de la bache d'eau de la station de pompage (m³) ;
- **Q** : Débit arrivant à la station de pompage (m³/j) ;
- **t** : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0.25h).

$$V_{SP} = \frac{2168.64 \times 0.25}{20} = 27.1 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée de la bache à eau est 27.1m³. Vu que la bache existante est de capacité de 50 m³, donc on garde la bache existante.

III.9.2.Capacité du réservoir R(Boumenazel)

Ce réservoir assure un débit de 25.1 l/s (2168.04m³/j) de station de pompage et aussi une distribution vers l'agglomération boumenazel qui comptera 7365 habitants à l'horizon 2052, avec une consommation de 2168.04 m³/j.

Tableau (III .1) :Dimensionnement du réservoir

heure	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	5	108.432	01	21.68	04		04
1-2	5	108.432	01	21.68	04		08
2-3	5	108.432	01	21.68	04		12
3-4	5	108.432	01	21.68	04		16
4-5	5	108.432	02	43.36	03		19
5-6	5	108.432	03	65.04	02		21
6-7	5	108.432	05	108.4			21
7-8	5	108.432	6.5	140.92		-1.5	19.5
8-9	5	108.432	6.5	140.92		-1.5	18
9-10	5	108.432	5.5	119.24		-0.5	17.5
10-11	5	108.432	4.5	97.56	0.5		18
11-12	5	108.432	5.5	119.24		-0.5	17.5
12-13	5	108.432	07	151.76		-02	15.5
13-14	5	108.432	07	151.76		-02	13.5
14-15	5	108.432	5.5	119.24		-0.5	13
15-16	5	108.432	4.5	97.56	0.5		13.5
16-17	5	108.432	05	108.4			13.5
17-18	5	108.432	6.5	140.92		-1.5	12
18-19	0	0	6.5	140.92		-6.5	5.5
19-20	0	0	05	108.4		-5	0.5
20-21	0	0	4.5	97.56		-4.5	-4
21-22	0	0	03	65.04		-3	-7
22-23	5	108.432	02	43.36	3		-4
23-24	5	108.432	01	21.68	4		0
total	100	2168.04	100	2168.04	29	29	0

$$P_{max}(\%) = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| = |21| + |-7| = 28\%$$

$$\text{Le volume de régulation du réservoir est } V_R = 28 \times \frac{2168.04}{100} = 607.04\text{m}^3$$

$$V_T = V_{max} + V_{incendie} = 607.04 + 120 = 727.04 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir existant (**Boumenazel**) est de 300 m³.

Donc la capacité du réservoir a projeté est de 500 m³.

III.9.3. Détermination du diamètre du réservoir

La capacité du réservoir à projeter est de 500 m³ avec la hauteur du réservoir = 4m

$$D = \left(\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right)^{1/2} = \left(\frac{4 \times 500}{\pi \times 4} \right)^{1/2} = 12.61 \text{ m}$$

Donc pour un diamètre normalisé on prend : D: 13m

III.9.4. Détermination de la hauteur d'incendie

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 120}{\pi \times 13^2} = 0.904 \text{ m}$$

III.10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminés le manque existant concernant la capacité de stockage nécessaire pour satisfaire les besoins en eau de la localité Boumenazel à l'horizon de 2052, ceci nous a amené à l'implantation d'un nouveau réservoir qui sera jumelé à l'ancien avec une capacité de 500 m³ et un diamètre de 13 m.

Après le dimensionnement du réservoir, il est essentiel de dimensionner les conduites qui transportent l'eau. Le dimensionnement des conduites fera l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE IV

ADDUCTION

IV.1. Introduction

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant de transporter l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution suivant le relief de la région à alimenter.

Le but de ce chapitre est de projeter et dimensionner un système d'adduction convenable techniquement et économiquement.

IV.2. Types d'adduction

On distingue généralement trois types d'adduction [5]

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

IV.2.1. Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. L'adduction gravitaire se présente également lorsqu'un bassin d'accumulation intermédiaire reçoit, dans un premier temps, l'eau refoulée par une usine et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de la ville, situé à un niveau plus bas. Cette disposition, commandée par la configuration des lieux ou par la conception même de l'installation, constitue une adduction mixte. [2]

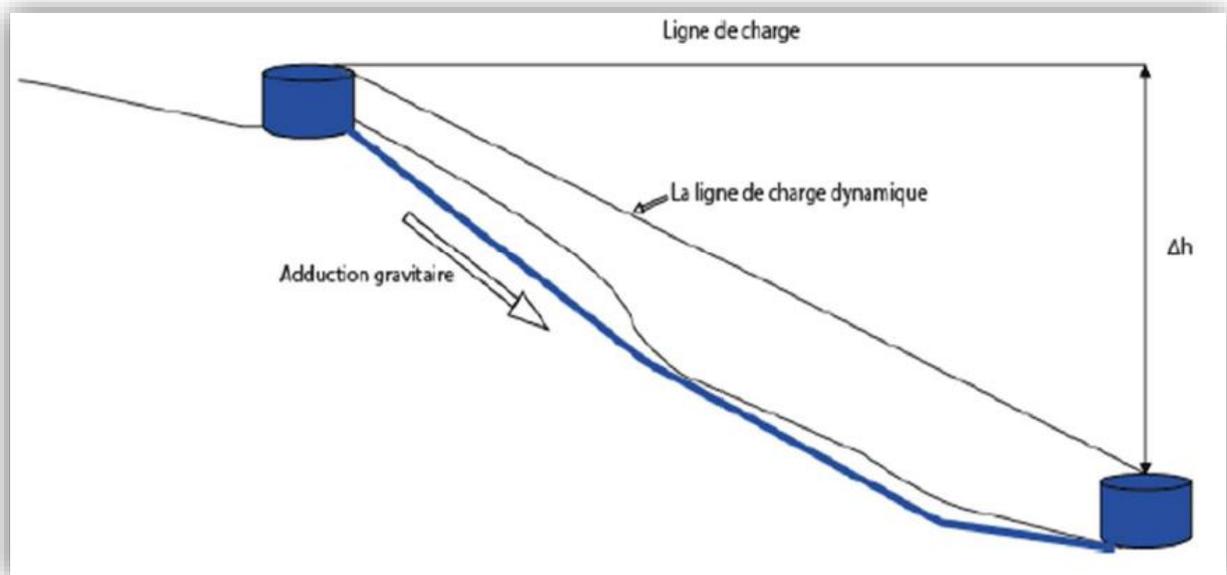


Figure (IV .1) :Adduction gravitaire

IV.2.2. Adduction par refoulement

Si le point de captage est situé à une altitude inférieure à celle du réservoir d'accumulation les eaux captées sont élevées par une station de pompage dans les conduites de refoulement pour atteindre le réservoir de stockage ou de distribution.

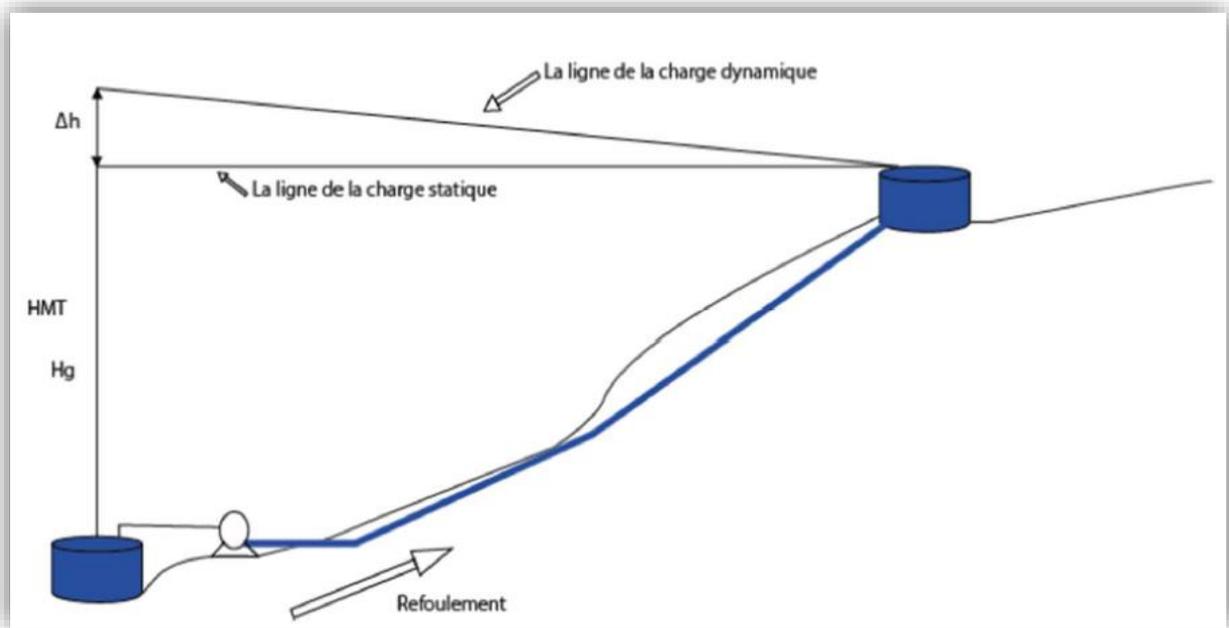


Figure (IV .2) :Adduction par refoulement

IV.2.3. Adduction mixte

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

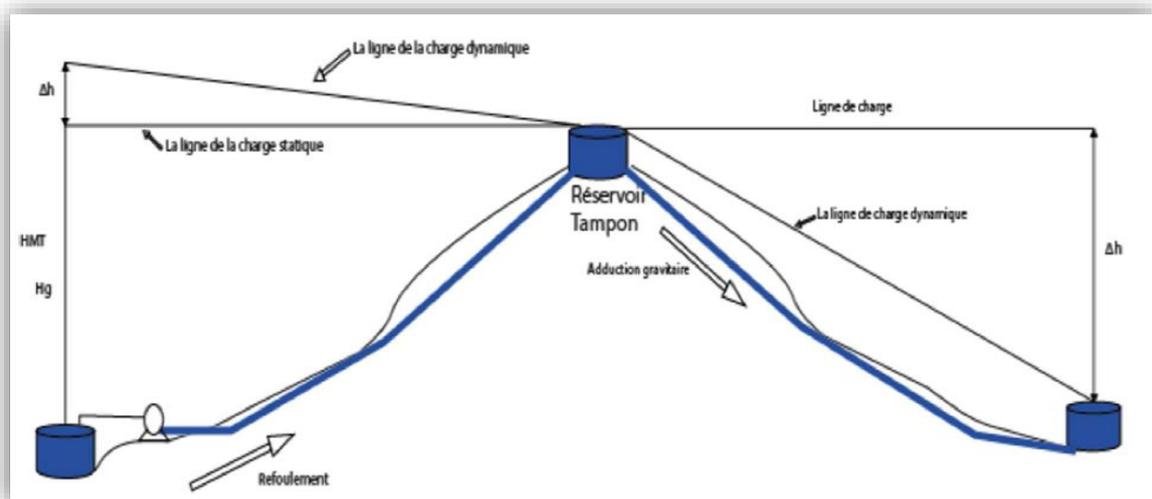


Figure (IV .3) :Adduction mixte

IV.3. Choix du tracé

Le choix du tracé est une procédure importante dans le dimensionnement des conduites d'adduction.

Afin, d'établir un bon schéma d'adduction il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions qui sont les suivantes [2]:

- Chercher un profil en long aussi régulière que possible pour éliminer les contres pentes ;
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible ;
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et les vibrations de la canalisation au cours de la phase de surpression ;
- Suivre la voie routière pour faciliter la maintenance ;
- Éviter les traversées d'oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

IV.4. Choix du type des conduites

Le choix du type des conduites sera établi sur des critères d'ordre techniques et économiques qui sont les suivant :

- Le prix d'achat ;
- La pression à supporter ;
- La disponibilité sur le marché ;
- La durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement ;
- La longueur des conduites ;
- La nature du terrain ;
- Coût du transport.

Parmi les matériaux utilisés dans le domaine de l'alimentation en eau potable on peut distinguer :

- L'acier ;
- La fonte ;
- Béton ;
- Béton armé
- Béton précontraint ;
- Le PVC ;
- Le PEHD ;
- Le PEBD.

Pour notre cas le choix s'est porté sur les conduites en PEHD (polyéthylène à haute densité). Vu les avantages qu'elles présentent.

Les avantages des conduites en PEHD sont :

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité ;
- Facilité de soudage par électro fusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé ;
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique ;
- Bonnes propriétés hydrauliques (coefficient de rugosité très faible ; résistance contre les suppressions (jusqu'à 20 bars)).
- Bonne résistance chimique ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Son élasticité lors du phénomène transitoire ;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier, etc.).



Figure (IV .4) :Tuyaux PEHD

IV.5. Organes et accessoires de l'adduction [6]

IV.5.1. Organes de section

Ils sont des appareils qui permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres, ainsi que le réglage du débit. Nous citons :

- **Robinet vanne à opercule** : Est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne ;

- **Robinet vanne papillon** : C'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.



Figure (IV .5) :Robinet vanne à opercule [7]



Figure (IV .6) :Vanne papillon [7]

IV.5.2. Organes de protection

Ils sont des appareils qui permettant la protection contre les différents phénomènes qui se traduisent au niveau du système de canalisation. Nous citons :

- **Ventouse** : Permet d'évacuer l'air des conduites d'une façon permanent (elle fait sortir l'air à grand débit lors de la mise en eau de la canalisation et fait entrer l'air à grand débit pour la vidange de la canalisation) ;
- **Clapet anti retour** : Son rôle est de permettre un flux dans une direction tout en empêchant le flux dans la direction opposée ;
- **Vanne de vidange** : Ce sont des robinets qui doivent être placés aux points les plus bas des canalisations pour permettre la vidange de la conduite.



Figure (IV .7) :Ventouse



Figure (IV .8) :Clapet anti retour

IV.5.3. Organes de régulation

Les vannes de régulation permettent de réduire les pertes et contribuent à une gestion efficace de l'approvisionnement en eau. Elles maintiennent une certaine pression, un certain débit ou niveau, indépendamment des fluctuations du réseau. Nous citons :

- **Vanne de régulation du débit** : Le rôle de cette vanne est de limiter et stabiliser le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval ;
- **Vanne de régulation de la pression aval** : le rôle de cette vanne est fourni une pression constante à l'aval ;

- **Vanne de régulation de la pression amont** : le rôle de cette vanne est de maintenir la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval

IV.5.4. Organes de branchement

Ce sont des pièces qui permettent de réaliser toutes les dispositions. On distingue

- **Coudes** : Utilisés pour le changement de la direction ;
- **Tés** : Utilisés dans le raccordement de la canalisation secondaire sur la canalisation principale ;
- **Cônes** : Joignent des conduites de diamètres différents.

IV.6. Calcul du diamètre économique

Selon [2] le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter.

On peut calculer le diamètre économique par les formules suivantes :

- Formule de BONNIN $DN_1 = \sqrt{Q}$ (IV.1)

- Formule de BRESS $DN_2 = 1.5 \times \sqrt{Q}$ (IV.2)

Avec :

- $DN_{1,2}$: Diamètre de la conduite (m) ;
- Q : Débit véhiculé (m^3/s).

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux.

IV.7. Calcul de la vitesse

Quand on prend en considération l'équation de continuité, la vitesse est déterminée par l'expression suivante :

$$Q = V \times S \quad \longrightarrow \quad V = \frac{Q}{S} \quad (IV.3)$$

On a :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad (IV.4)$$

Donc :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (IV.5)$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- Q : Débit véhiculé dans la conduite (m^3/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

La vitesse d'écoulement doit rester comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

IV.8. Calcul des pertes de charges

La perte de charge dans une conduite ou un canal est la perte de pression qui se produit dans un fluide en raison du frottement des particules de fluide les unes avec les autres et contre les parois de la conduite. Les pertes peuvent être continues, le long de conduits réguliers, accidentés ou localisés, en raison de circonstances particulières, telles qu'un rétrécissement, un changement de direction, de la présence d'une soupape, une vanne, un clapet, etc.

Elles se présentent sous formes :

- Pertes de charges linéaires ;
- Pertes de charges singulières.

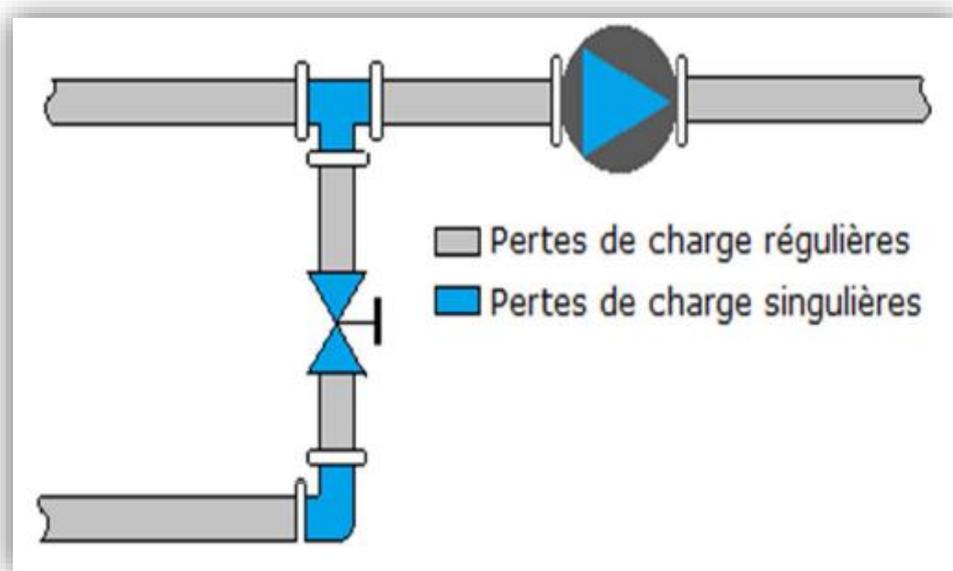


Figure (IV .9) :Les types de pertes de charge

IV.8.1 Pertes de charges linéaires

On peut les exprimer par la formule de DARCY [8]

$$H_L = J \times L = \lambda \times L \frac{v^2}{2gD} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- H_L : Pertes de charge linéaires (m);
- J : Pertes de charge unitaires (m/ml) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement de Darcy ;
- V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

- **D** : Diamètre de la conduite (m).
- **Calcul de coefficient de pertes des charges λ**

Pour déterminer le coefficient de pertes des charges (λ) aux différents régimes on peut appliquer les formules suivantes, et pour plus de commodités λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY ((Annexe 1))

- ✓ **Régime laminaire $R_e \leq 2000$**

Il est donné par la loi de Hagen-poiseuille

$$\lambda = \frac{64}{R_e} \quad (\text{IV.7})$$

- ✓ **Régime turbulent rugueux $2000 < R_e < 3000$**

Formule de NIKURADZE [6]

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D})^{-2} \quad (\text{IV.8})$$

- ✓ **Régime transition $R_e \geq 3000$**

Formule de COLEBROOK [6]

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{R_e \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge ou de frottement ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

K : Coefficient de rugosité de la conduite qui varie comme suit :

- Pour les tubes en PEHD [6]

$K = 0.01$ si $D \leq 200$ mm ;

$K = 0.02$ si $D > 200$ mm ;

R_e : Nombre de REYNOLDS déterminé par la formule suivante :

$$R_e = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

V : Vitesse de l'eau (m/s) ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s), calculé par la formule de STOCKES suivante [6]:

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.00337T + 0.00221T^2} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

T : Température de l'eau en degré ;

Pour :

T = 10 °C : $\nu = 1.31 \times 10^{-6}$ m²/s ;

T = 20 °C : $\nu = 1.00 \times 10^{-6}$ m²/s ;

$$T = 30 \text{ °C} : \nu = 0.08 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}.$$

IV.8.2. Pertes de charges singulières

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

Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD.

$$H_S = 0.1 \times H_L \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

- H_S : Pertes de charge singulières ;
- H_L : Pertes de charge linéaires.

IV.8.3. Pertes de charge totale

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L[9]

○ Pour le PEHD : $H_T = 1.1 \times H_L \quad (\text{IV.13})$

IV.9. Calcul hydraulique

IV.9.1. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation H_{mt}

Elle est définie comme étant la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charges de l'aspiration et du refoulement, elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + H_T \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- H_T : Perte de charge totale.

IV.9.2. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance disponible au niveau de l'ordre d'entraînement de la roue de la pompe notée par (P_A), unité de mesure (KW). Elle est traduite par la formule suivante : [9]

$$P_A = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{IV.15})$$

Avec :

- P_A : Puissance totale consommée (KW) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;
- η : Rendement total de l'installation (75%).

IV.9.3. Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la formule suivante : [9]

$$E = P_A \times T' \times 365 \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- P_A : Puissance totale consommée (KW) ;
- T' : Temps de pompage par jour ($T' = 20$ h).

IV.9.4. Frais d'exploitation

Ils sont calculés comme suit :[9]

$$F_{exp} = E \times e^* \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;
- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- e^* : Le prix d'un KWh, fixé par SONALGEZ (4.67 DA).

IV.9.5. Frais d'amortissement

Ils sont calculés comme suit :[9]

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (\text{IV.18})$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (DA) ;
- P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- A : Amortissement annuel :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{IV.19})$$

Ou :

- i : Taux d'intérêt annuel (annuité), $i = 8\%$;
- n : Nombre d'année d'amortissement, $n = 30$ ans

Donc $A = 0.089$

IV.9.6. Calcul du bilan

Il est calculé comme suit : [9]

$$B_l = F_{am} + F_{exp} \quad (\text{IV.20})$$

IV.10. Description du schéma d'adduction

Pour notre étude le départ de la chaîne d'adduction est le point de piquage sur la conduite d'adduction principale venant de la station de pompage SP **Boumenazel** qui refoule un débit de 25.1 l/s vers le réservoir de stockage (300 m³).

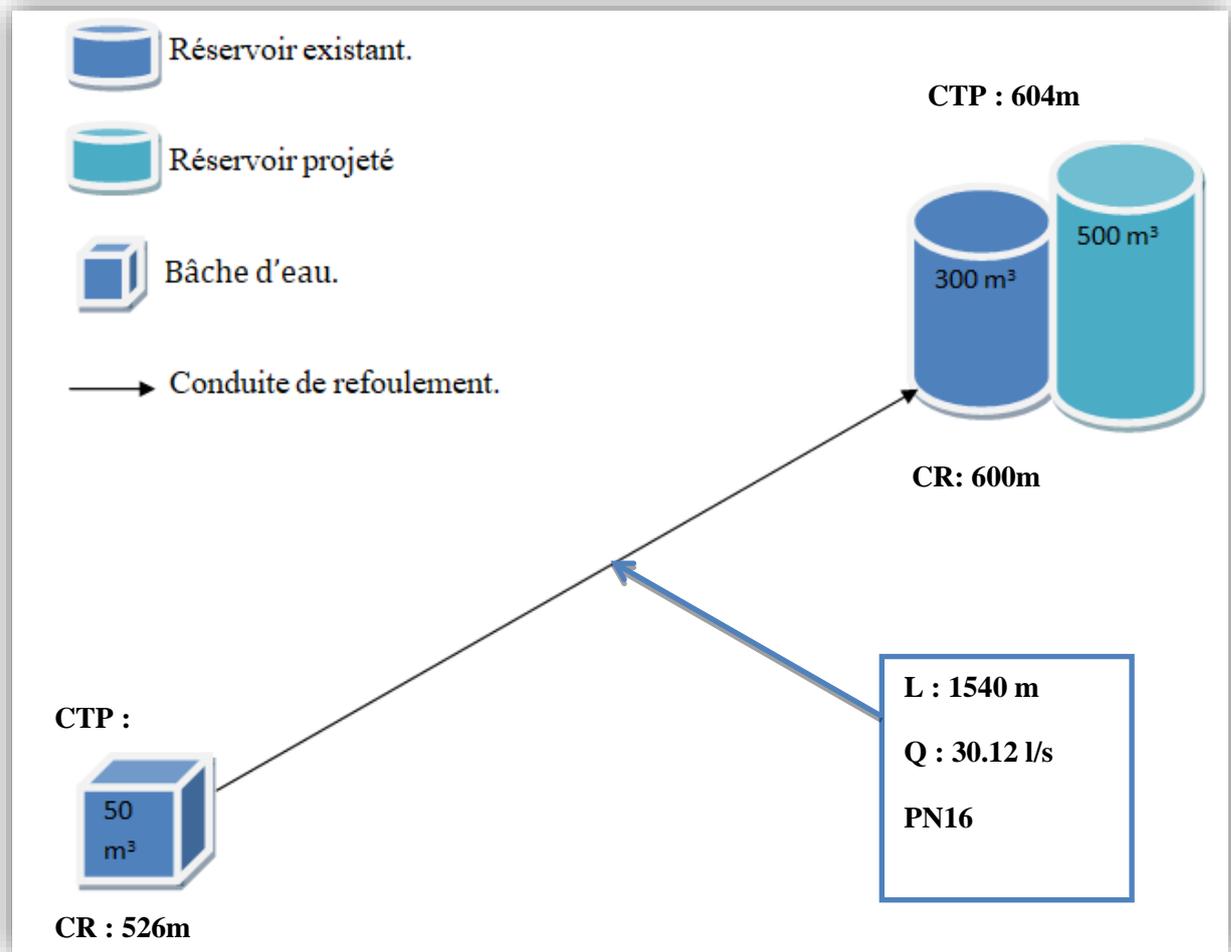


Figure (IV .10) :Schéma d'adduction

Le schéma d'adduction est de type refoulement. Dans ce qui suit, nous allons dimensionner la conduite en question.

Notre choix c'est porté sur une conduite en PEHD PN 16.

IV.11. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

IV.11.1. Tronçon SP Boumenazel \longrightarrow R

✓ Caractéristiques du tronçon

- Débit : $0.03012 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Hauteur géométrique (H_g)
 $H_g = \text{CTP}(\text{R}) - \text{CR}(\text{SP}) = 604 - 526 = 78.00\text{m}$;
- Longueur de l'adduction : $L_{(\text{SP-R})} = 1540 \text{ m}$
- Diamètre (**BONNIN**) :
 $D_{N1} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.03012} = 0.174\text{m}$
- Diamètre (**BRESS**) :
 $D_{N2} = 1.5 \times \sqrt{Q} = 1.5 \times \sqrt{0.03012} = 0.260\text{m}$

Les diamètres normalisés pour le PEHD PN16 sont : 200 mm, 250 mm, 315mm.

✓ Détermination de la hauteur manométrique totale

Tableau (IV .1) : Détermination de la H_{mt} du tronçon.

D_{ext} (mm)	e (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	R_e	L (m)	λ	H_L (m)	H_S (m)	H_T (m)	Hg (m)	H_{mt} (m)
200	18.2	163.6	1.43	233948	1540	0.078	76.53	7.653	84.183	78	162.183
250	22.7	204.6	0.92	188232	1540	0.100	32.47	3.247	35.717	78	113.717
315	28.6	257.8	0.58	149524	1540	0.088	9.01	0.901	9.911	78	87.911

✓ Etude économique

▪ Frais d'exploitation

Tableau (IV .2) :Frais d'exploitations du tronçon.

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	Q (m^3/s)	H_{mt} (m)	P_A (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA)
0.200	0.1636	0.03012	162.183	63.90	466470	2178414.9
0.250	0.2046	0.03012	113.717	44.80	327040	1527276.8
0.315	0.2578	0.03012	87.911	31.09	226957	1059889.19

- **Frais d'amortissement**

Tableau (IV .3) :Frais d'amortissement du tronçon.

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	P_u (DA)	L (m)	A	F_{am} (DA)
0.200	0.1636	2607.98	1540	0.089	357449.73
0.250	0.2046	4040.43	1540	0.089	553781.33
0.315	0.2578	8026.99	1540	0.089	1100179.24

- **Frais bilan**

Tableau (IV .4) :Bilan global des frais du tronçon

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	V (m/s)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
0.200	0.1636	1.43	2178414.9	357449.73	2535864.63
0.250	0.2046	0.92	1527276.8	553781.33	2081058.13
0.315	0.2578	0.58	1059889.19	1100179.24	2160068.43

D'après le tableau (IV.4) on trouve que le diamètre le plus économique est **250 mm** avec une vitesse acceptable de **0.92 m/s**.

IV.12. Conclusion

Au cours de ce chapitre, on a déterminé les diamètres économiques après avoir calculer les différents paramètres à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, et en optant également pour le matériau le plus seyant qui est le PEHD. La conduite d'adduction sera du diamètre 250mm sur un linéaire de 1540m.

CHAPITRE V

POMPES ET STATION DE POMPAGE

V. 1. Introduction

Une pompe hydraulique est une machine destinée à augmenter l'énergie du fluide pompé, en convertissant l'énergie mécanique en énergie hydraulique, c'est-à-dire que l'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

V.2. Eléments constitutifs d'une station de pompage

Chaque station de pompage est généralement constituée des éléments suivants :

- **Une bête de reprise :** divisée en deux compartiments mettre un des deux hors service lors les travaux de maintenance ou d'éventuelle réparation. dans le but de pouvoir mettre hors service l'un des compartiments, il est prévu d'installer des vannes de sectionnement dans la chambre des vannes, le débit d'alimentation des pompes doit être assuré par un seul compartiment ;
- **Une chambre des pompes et moteurs ;**
- **Une clôture :** Permettant de délimiter le périmètre des installations.

V.3. Classification des pompes

Selon [2] Les pompes peuvent être classées comme suit :

V.3.1. 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 ;
- Mixte (translation et rotation).

V.3.2. Turbopompes

Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur.

On distingue dans la catégorie des turbopompes :

- Pompes centrifuges ;

- Pompes hélices ;
- Pompes hélico-centrifuges.

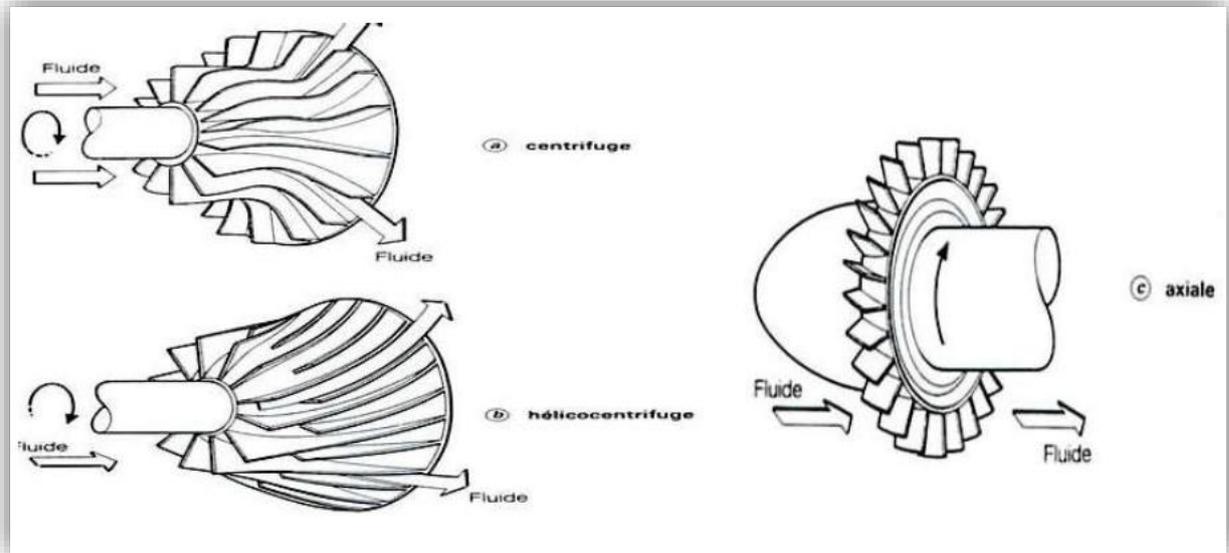


Figure (V .1) :Les trois essentiels des turbopompes

Les turbopompes sont classées selon les paramètres suivants :

- **La forme de la roue :**
 - Pompes centrifuges radiales.
 - Pompes centrifuges semi axial.
 - Pompes centrifuges axial.
- **La forme su corps de la pompe :**
 - Pompe à volute ou colimaçon.
 - A diffuser circulaire ou type burine.
- **Le nombre de roue :**
 - Pompes monocellulaires : lorsqu'il n'y a qu'une roue.
 - Pompes multicellulaires : lorsqu'il y a plus d'une roue.
- **La nature du fluide véhiculé :**
 - Fluide compressible.
 - Fluide incompressible.
- **La position de son axe :**
 - Pompe à axe horizontal.
 - Pompe à axe vertical.
 - Pompe à axe incliné.

V.4.Choix des pompes

Les critères de choix des pompes sont :

- Le débit à refouler.
- La Hauteur d'élévation d'eau.
- Une taille et un poids plus petits.
- Moins cher.
- La vitesse de rotation la plus élevée.
- L'énergie minimale absorbée.
- Fonctionnement très silencieux.
- Le rendement et le point de fonctionnement optimal.

V.5.Caractéristiques générales des pompes centrifuges

V.5.1. Débit de pompage (Q)

C'est le volume refoulé pendant l'unité de temps.

V.5.2. Vitesse de rotation (N)

C'est le nombre de tours effectué par la pompe centrifuge par unité de temps.

L'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/min).

V.5.3. Hauteur manométrique totale (H_{mt})

C'est la somme des termes suivant :

$$H_{mt} = H_r + H_a + J_r + J_a \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- H_r : Hauteur géométrique de refoulement (m) ;
- H_a : Hauteur géométrique d'aspiration (m) ;
- J_r : Pertes de charges au refoulement (m) ;
- J_a : Pertes de charge à l'aspiration (m).

V.5.4. Puissance absorbée par la pompe (P_a)

C'est la puissance disponible au niveau de l'ordre d'entraînement de la roue de la pompe, elle est mesurée en (KW)

On peut la traduire par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

- P_a : Puissance totale consommée par la pompe (KW) ;

- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- η : Rendement total de l'installation.

V.5.5. Puissance utile (P_{ut})

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_u = g \times H_{mt} \times Q \quad (V.3)$$

V.5.6. Rendement(η)

C'est le rapport entre la puissance utile (P_u) et la puissance absorbée par la pompe (P_a)

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (V.4)$$

V.6. Courbes caractéristiques

V.6.1. Courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Les courbes qui caractérisent les pompes centrifuges et expriment leurs performances, sont les suivantes :

V.6.1.1. Courbe hauteur-débit ($H=f(Q)$)

Cette courbe exprime les variations des hauteurs d'élévation en fonction du débit.

V.6.1.2. Courbe rendement-débit ($\eta=f(Q)$)

Cette courbe exprime les variations des rendements en fonction du débit.

V.6.1.3. Courbe puissance absorbée-débit ($P=f(Q)$)

Cette courbe exprime les variations de la puissance absorbée par la pompe en fonction de débit.

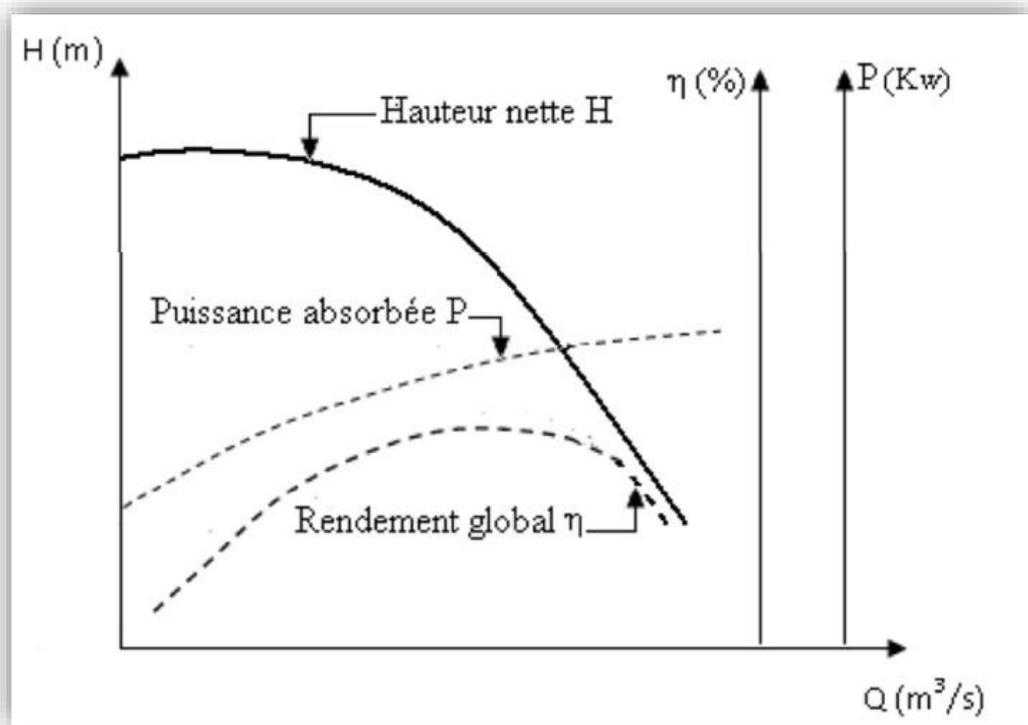


Figure (V.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

V.6.2. Courbes caractéristiques de la conduite

La caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (\text{V.5})$$

Avec :

- H_c : Charge totale en fonction du débit (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- RQ^2 : Valeur de la perte de charge au point considéré (m) ;
- Q : Débit (m^3/j) ;
- R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi \times D^5} \quad (\text{V.6})$$

Avec :

- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

V.7.Point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite est déterminé par la comparaison des deux courbes caractéristiques suivantes :

- La courbe caractéristique Hauteur-débit de la pompe considérée,
- La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe

Le point d'intersection de la courbe de la pompe ($H=f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite ($H=f(Q)$) est le point de fonctionnement de la pompe (P).

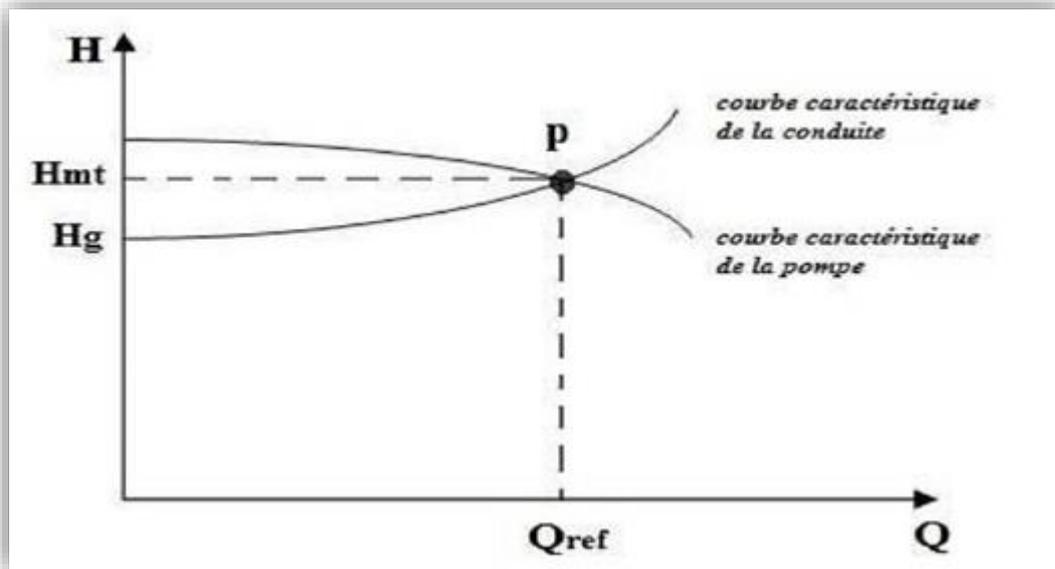


Figure (V .3) :Point de fonctionnement d'une pompe

Il y'a des cas ou le point de fonctionnement ainsi obtenu ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées (H) et (Q), alors on procédera à la modification de l'un des paramètres du fonctionnement de la pompe pour ramener le point de fonctionnement au point désiré et ça suivant quatre variantes.

V.7.1. Première variante (modification du temps de pompage)

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement (P) et on va changer le temps de pompage pour avoir le volume désiré.

Ce temps se calcule comme suit :

$$T'' = T' \times \frac{Q_{dés}}{Q_{pf}} \quad (V.7)$$

Avec :

- T'' : Nouveau temps de pompage (h) ;
- T' : Temps de pompage prévu (h) ; dans notre cas $T' = 20h$

- $Q_{dés}$: Débit désiré à refouler (m^3/s) ;
- Q_{pf} : Débit de fonctionnement de la pompe (m^3/s).

V.7.2. Deuxième variante (régulation par étouffement (le vannage))

Dans cette variante on garde la caractéristique de la pompe $H_1 = f(Q)$, et on vanne sur la conduite de refoulement pour créer des pertes de charge afin d'obtenir le débit désiré. Dans ce cas la puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_{dés} \times H'}{\eta} \quad (V.8)$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \quad (V.9)$$

D'où :

- h : Perte de charge engendrée par le vannage (m) ;
- H_1 : Hauteur manométrique totale correspondant au débit (m) ;
- H' : Distance séparant le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m).

V.7.3. Troisième variante (rognage de la roue)

Dans cette variante on diminue le diamètre de la roue pour la même vitesse de rotation (N), et cela pour faire passer la courbe ($H = f(Q)$) de la pompe par le point désiré. On aura alors

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^{1/2} = \frac{D_1}{D_2} \quad (V.10)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage ;
- D_1 : Diamètre de la roue avant le rognage (m) ;
- D_2 : Diamètre de la roue après le rognage (m).

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = (1-m) \times 100 (\%) \quad (V.11)$$

V.7.4. Quatrième variante (variation de la vitesse de rotation)

Dans cette variante, on fait varier la vitesse de la rotation (N), sa diminution entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée. On trace la parabole d'équation $y=ax^2$ (courbe d'iso-rendement). Ce dernier contient le point homologue qui passe par P_1 , et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point ($P_3 (Q_3, H_3)$). On aura

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (V.12)$$

Avec :

N' : Nouvelle vitesse de la rotation (Tr/min).

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \tag{V.13}$$

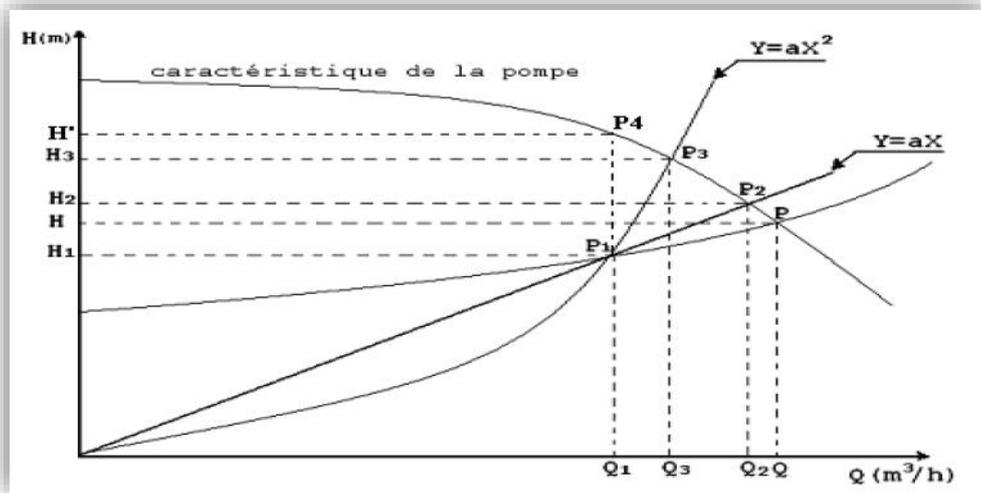


Figure (V .4) :Recherche de point de fonctionnement désiré

V.8.Couplage des pompes

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle, selon qu’il est recherché d’augmenter la hauteur d’élévation ou le débit. [9]

V.8.1. Couplage en série

Dans un couplage en série, le refoulement de la première pompe débouche dans l’aspiration de la seconde, le même débit traverse les deux pompes, les hauteurs engendrées s’ajoutent. La caractéristique débitante globale est obtenue en faisant, pour chaque débit, la somme des abscisses correspondant aux hauteurs engendrées par elles [13]

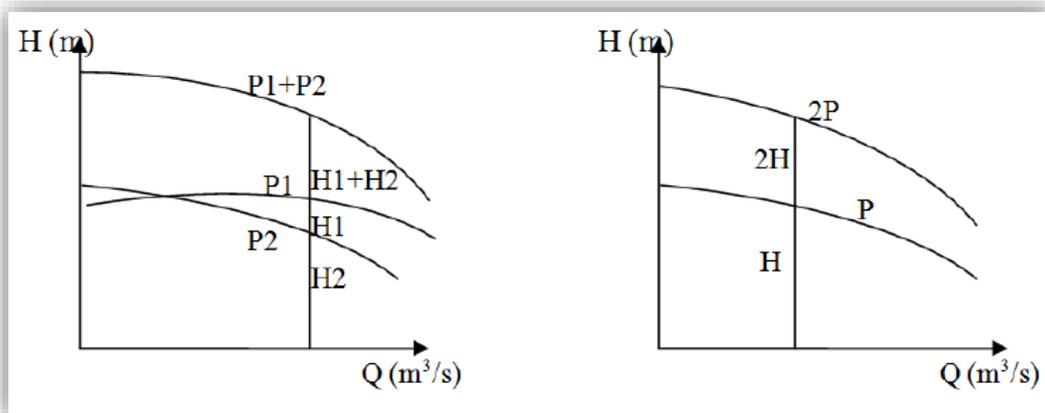


Figure (V .5) :Caractéristiques de deux Pompes fonctionnant en série

V.8.2. Couplage en parallèle

Dans un couplage en parallèle, les pompes fonctionnent sous une même hauteur d'élévation totale et réunissent l'eau refoulée dans une même canalisation, le débit a refoulé est la somme des débits des pompes mis en parallèle [13]

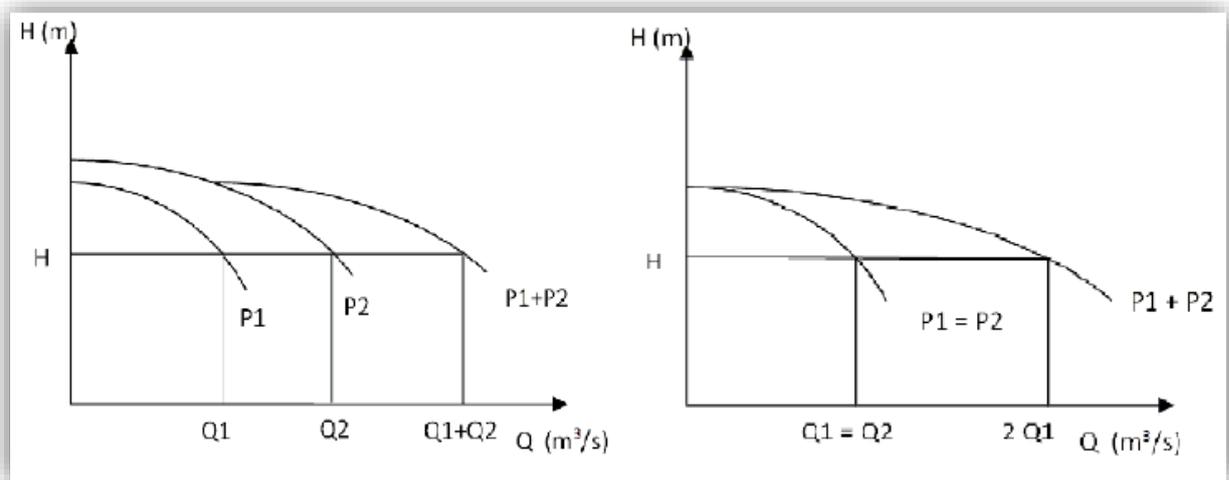


Figure (V.6) :Caractéristiques de deux Pompes fonctionnant en parallèle

V.9.Phénomène de cavitation

On appelle cavitation le phénomène d'apparition, dans un liquide, de poches remplies de vapeur et de gaz provoquée par l'abaissement de la pression sans apport de chaleur. L'apparition de la cavitation dans un liquide est un problème complexe qui fait intervenir l'aspect de la germination. On appelle germes la micro bulle remplies de gaz dissous et de vapeur aussi bien que les impuretés qu'on peut rencontrer dans les fluides industriels. Ces germes, dont la taille est de quelque micron, fragilisent considérablement la cohésion du fluide et favorisent sa vaporisation. Ils constituent les maillons faibles de la chaîne. Ainsi, l'apparition de la cavitation dans un liquide dépend étroitement de sa teneur en germe. Une eau pure (dépourvu de germe) peut résister à une tension de plusieurs centaines de bar sans qu'il y ait vaporisation.[5]

Pour éviter ce phénomène, la charge minimale disponible à l'aspiration ($NPSH_d$), (donnée par l'utilisateur) doit être supérieure à la charge minimale requise à l'aspiration ($NPSH_r$) (donnée par le constructeur).



Figure (V.7) :Phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge.

Le $NPSH_r$ est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation.

Le $NPSH_r$ dépend de :

- Type de la pompe ;
- Point de fonctionnement.

Le $NPSH_d$ est une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la évaporation au niveau la plus bas de la pression dans la pompe.

Soit la condition de non cavitation :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

- Pour l'alimentation en charge

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v) \quad (\text{V.14})$$

- Pour l'alimentation en dépression

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + T_v) \quad (\text{V.15})$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration (m) ;
- $\frac{P_0}{g \times \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau du plus d'aspiration (m) ;
- T_v : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée

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

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T_v (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.30

V.10.Choix des pompes

Pour le choix des pompes nous utiliserons le catalogue numérique CAPRARI. Pour cela, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

V.10.1. Refoulement : SP Boumenazelréservoir de stockage Boumenazel

V.10.1.1. Caractéristiques de la conduite

- $L = 1540$ m.
- $H_{mt} = 113.717$.
- $H_g = 78$ m.
- $Q_{dés} = 30.12$ l/s = 0.03012 m³/s

V.10.1.2. Caractéristique de la pompe

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe multicellulaire de type P8C/5/30/6B dont les caractéristiques sont mentionnées dans (**Annexe4**) et le tableau suivant :

Tableau (V .2) :Caractéristiques de la pompe de la station de pompage.

N (tr/min)	η (%)	P_a (KW)	$NPSH_r$ (m)
2900	78	41.2	4.89

- Point de fonctionnement P₂ (29.5 l/s, 112 m).
- Point désiré P₁ (30.12 l/s, 113.717 m).

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

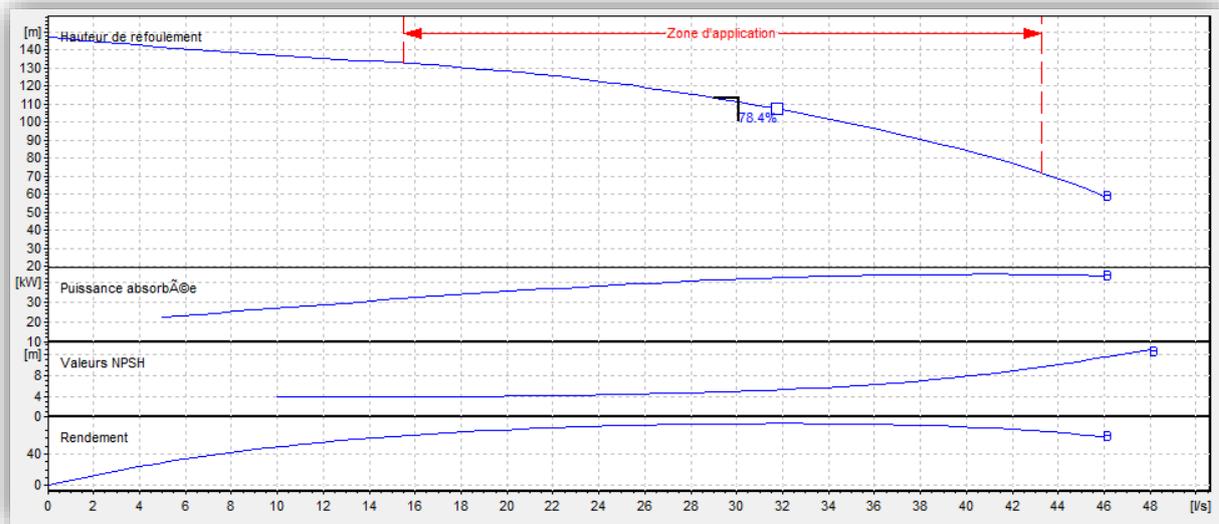


Figure (V.8) : Point de fonctionnement de la pompe au niveau de station de pompage

Dans notre cas, il nous faut une seule pompe et une en secours.

D'après la figure (V.8), on remarque que le point de fonctionnement correspond avec le point désiré. Donc cette pompe ne nécessite aucune modification.

V.10.1.3. Vérification de la cavitation

- $NPSH_r = 4.89\text{ m}$.
- Cote du plan d'aspiration : $c_a = 529\text{ m}$.
- Cote de l'axe de la pompe : $c_p = 526\text{ m}$.
- Hauteur d'aspiration : $H_a = c_a - c_p = 3\text{ m}$.

$H_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge,

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = 10.33 - 0.0012 \times 529 = 9.69\text{ m}$$

$$J_a = 0\text{ m}$$

$$NPSH_d = 9.69 + 3 - (0 + 0.24) = 11.93\text{ m}$$

On a alors $NPSH_d > NPSH_r$, d'où la pompe ne cavite pas.

V.11. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé à l'aide du catalogue CAPRARI le type de pompe qui assure le débit et la charge nécessaires pour le transport de l'eau vers le point considéré.

Et pour protéger les pompes ainsi que les conduites qui acheminent l'eau vers les réservoirs, il est nécessaire de faire une étude sur le coup de bélier. Ce qui fera l'objet du chapitre suivant

CHAPITRE VI

PROTECTION DES CONDUITES

VI.1. Introduction

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre les différents contraintes transitoires pouvant entraîner sa rupture.

En plus de ces contraintes, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures des tuyaux. Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.2. Définition de phénomène de coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergies dues aux frottements.

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, provoquant la rupture de la canalisation. C'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection pour limiter ses effets, puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment pour résister à une pression intérieure [2]

VI.3. Causes de coup de bélier

Les causes les plus fréquentes de coup de bélier sont les suivantes :

- Fermeture instante ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant un réservoir, ou d'un démarrage d'une pompe.
- Remplissage ou la vidange d'un system d'AEP ;
- Variation brusque de la vitesse d'un liquide ;
- Modification de la vitesse d'une pompe.

VI.4. Conséquences de coup de bélier

Les conséquences de coup de bélier sont les suivantes : [2]

- Déboitement des conduites ;
- Détérioration et érosion des joints ;
- Détérioration des revêtements intérieurs ;

- Rupture de la conduite, éclatement du à la suppression et l'écrasement qui est du à la dépression ;
- Emission de bruit

VI.5. Moyens de protection contre le coup de bélier

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devons avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression.

Parmi ces moyens, on trouve :

VI.5.1. Volant d'inertie

Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions .

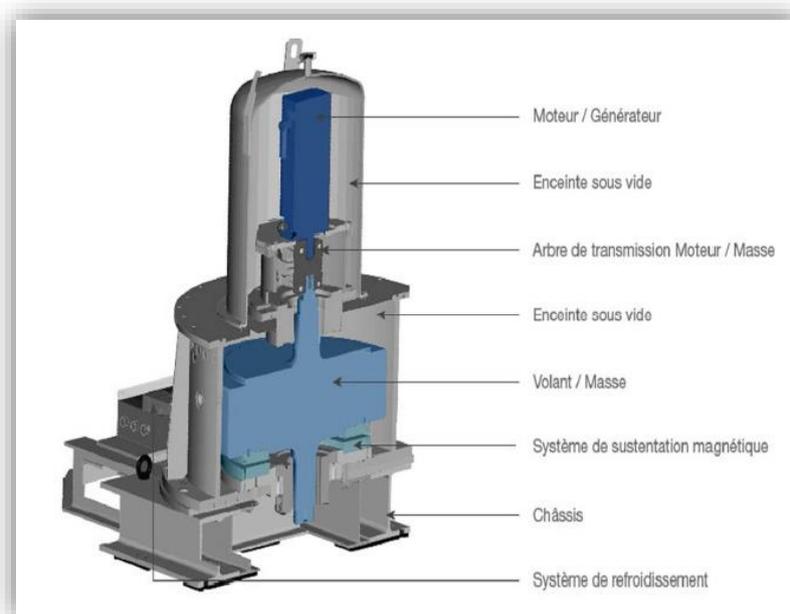


Figure (VI .1) :Schéma générale d'un volant d'inertie

VI.5.2. Soupapes de décharge [4]

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 qui en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression. Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ) à la pression normale.

L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace et laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

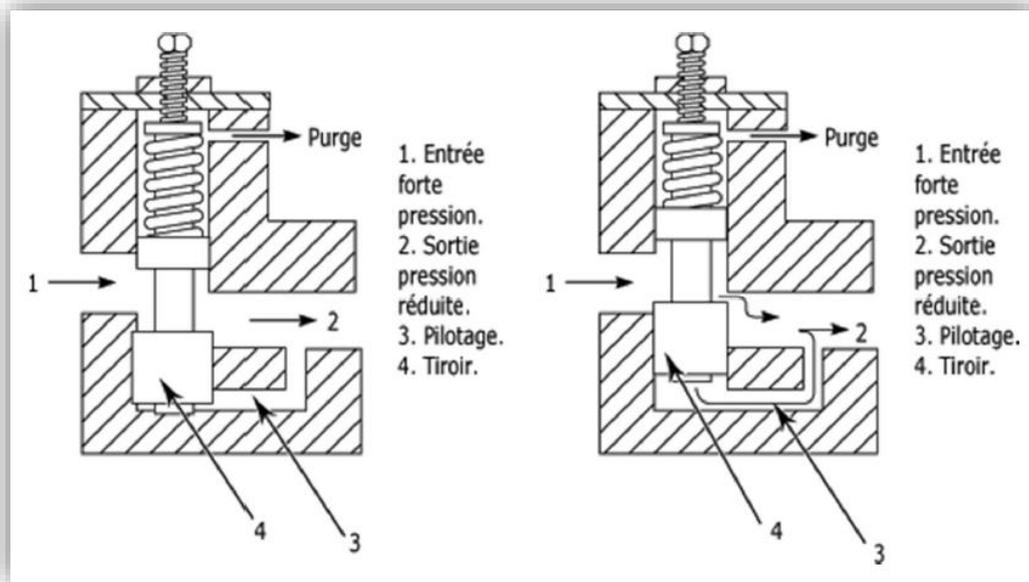


Figure (VI .2) :Schéma générale d'une soupape de décharge

VI.5.3.Ventouse

Permet d'évacuer l'air des conduites d'une façon permanent (elle fait sortir l'air à grand débit lors de la mise en eau de la canalisation et fait entrer l'air à grand débit pour la vidange de la canalisation)

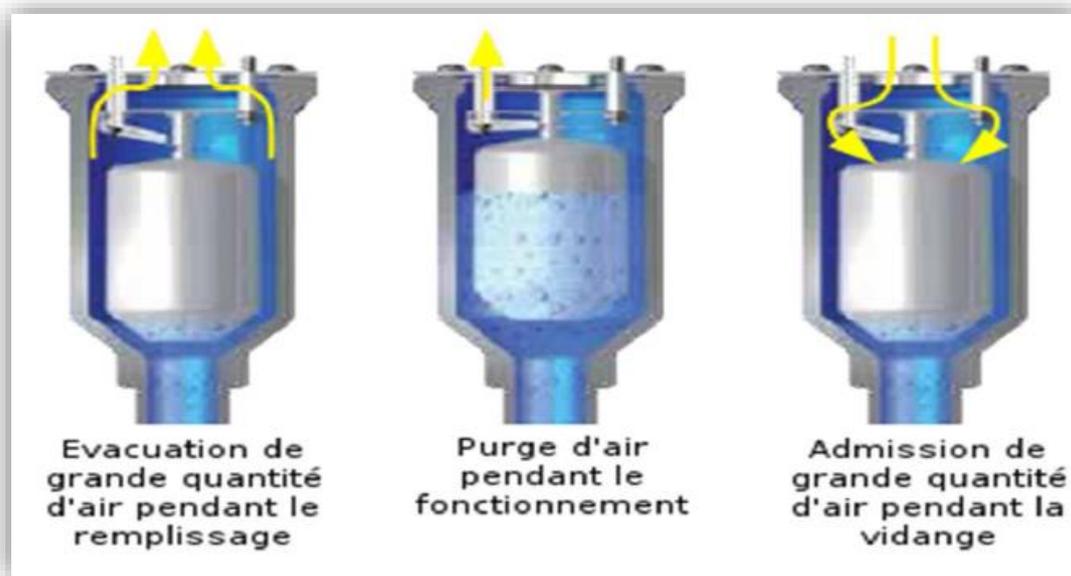


Figure (VI .3) :Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse

VI.5.4. Cheminées d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe verticale, elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes. Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier, elle est utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire [2]

Les cheminées d'équilibre présentent certains avantages à savoir [2] :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien.
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.

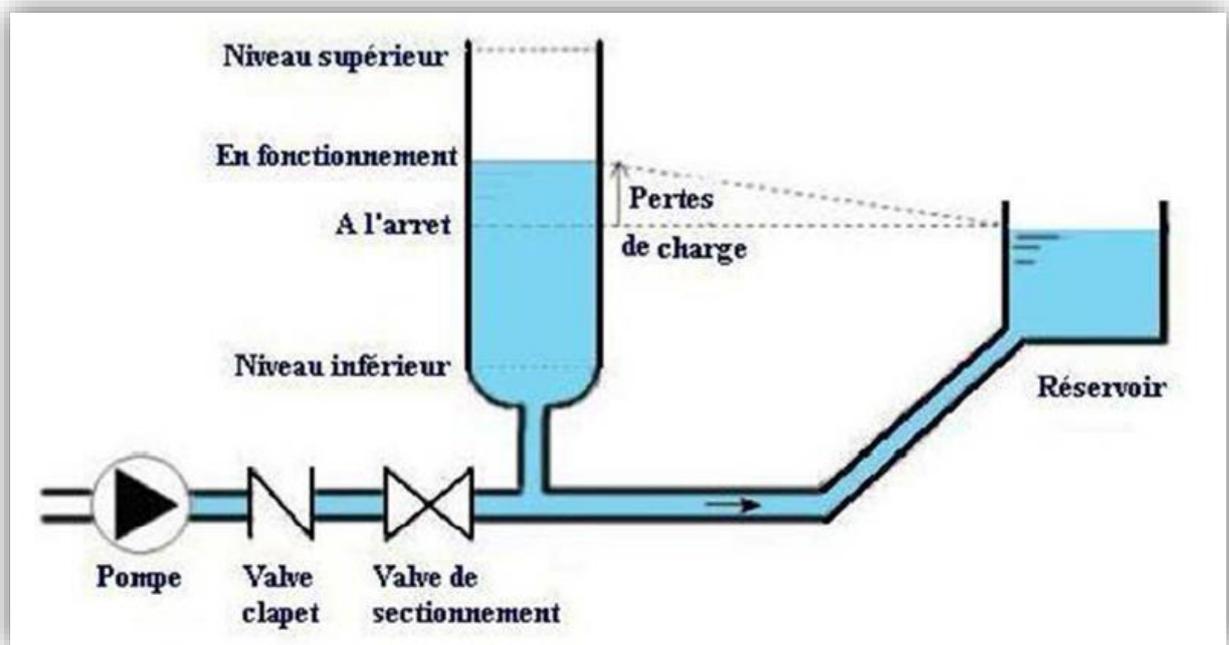


Figure (VI .4) :Cheminée d'équilibre

VI.5.5.Réservoir d'air

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression dans une cuve métallique disposée dans la station de pompage et raccordée à l'aval du clapet de côté refoulement. A la disjonction on aura dépression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. Après diminution progressive puis annulation du débit dans la conduite, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche [6].

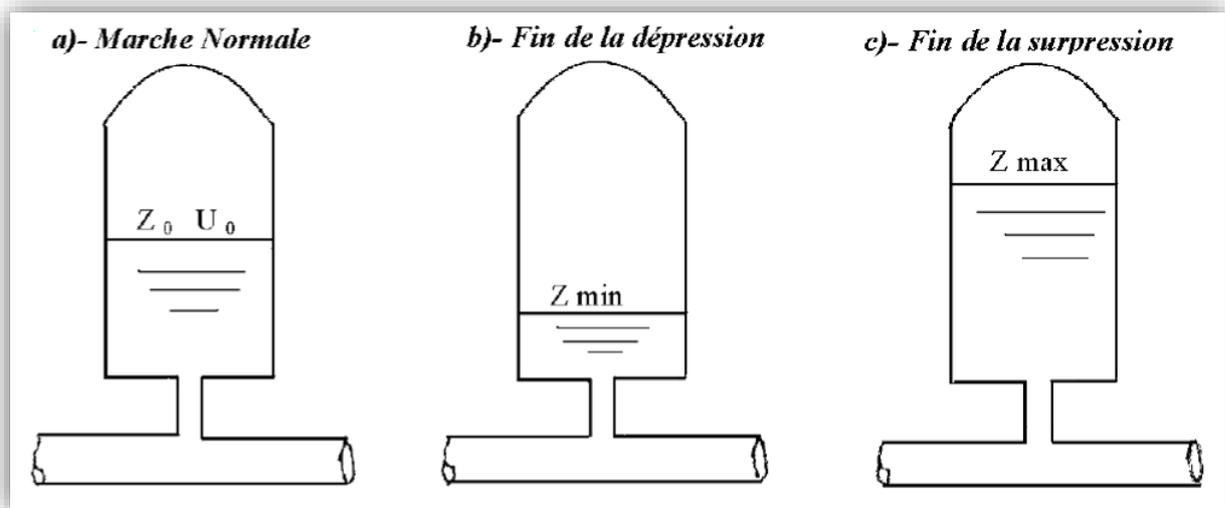


Figure (VI .5) :Réservoir d'air

VI.5.6.Récapitulatif des différents équipements anti-bélier

Le tableau suivant présente les avantages et les inconvénients des différents appareils anti-bélier :

Tableau (VI .1) :Avantage et inconvénients des appareils anti-bélier.

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Volent d'inertie	-Dispositif économique. -Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent par trop souvent.	- Inapproprié dans les stations à fortes fréquence de démarrage.	- Utilisé comme protection contre la dépression.
Soupapes de décharge	-Entretien et réglage facile. -Indépendant d'une installation électrique. -Cout limité.	-Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement. -Nécessite un entretien et un contrôle attentif.	-Utilisé comme protection contre la surpression.
Cheminées d'équilibre	-Importante durée de vie - Pas de perte d'eau.	-Possibilités d'installations limitées. -Ouvrage couteux (la hauteur généralement très développée).	-Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Réservoir d'air	-Bonne fonctionnement. -Bonne sécurité. -Pas de perte de l'eau.	-Entretien très compliqué. -Cout élevé.	-Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression.

VI.6. Étude du coup de bélier

L'étude de ce phénomène consiste à calculer les surpressions (H_{sur}) et les dépressions ($H_{dép}$) ainsi que la valeur du coup de bélier (B) dans le tronçon de notre réseau d'adduction. Par la suite on vérifie que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service (PNS) [2]

❖ Valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est déterminée par la formule d'ALLIEVI

$$a = \frac{9900}{\sqrt{[(48.3+(K \times D))/e]}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- **K** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite, (K=83 pour le PEHD) ;
- **D** : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- **e** : Epaisseur de la conduite (m).

➤ 1^{er} cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps **T**, tel que $T < (2 \times L/a)$

Donc la valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = (a \times V_0)/g \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

- **B** : Valeur du coup de bélier (m) ;
- **a** : Célérité de l'onde (m/s) ;
- **V₀** : Vitesse initiale d'écoulement en régime permanent (m/s) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur (m/s²).

La valeur maximale de la surpression est :

$$H_{sur} = H_0 + B \quad (\text{VI.3})$$

La valeur maximale de la dépression est :

$$H_{dép} = H_0 - B \quad (\text{VI.4})$$

Ou :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

- **H_g** : Hauteur géométrique de refoulement (m) ;
- **10** : Pression atmosphérique ;
- **H₀** : Pression absolue de la conduite.

➤ **2^{ème} cas : Fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps **T**, tel que : ($T > 2L/a$).

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

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$\mathbf{B} = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad \text{(VI.6)}$$

Avec :

- **V₀** : Vitesse initiale d'écoulement en régime permanent (m/s) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- **B** : Valeur du coup de bélier (m) ;
- **L** : La longueur de la conduit (m)
- **T** : Temps de fermeture (s)

❖ **Remarque**

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque que celui de fermeture lente, c'est pour cela que dans notre étude, on considérera le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la fermeture brusque.

VI.7. Calcul des valeurs du coup de bélier pour le tronçon (SP_RS)

Tableau (VI .2) :Caractéristiques de la conduite.

Tronçon SP-RS	Caractéristiques de la conduite									
	D (mm)	e (mm)	V₀ (m/s)	H_g (m)	H₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H_{sur} (m)	H_{dép} (m)	PN (bar)
	204.6	22.7	0.92	78	88	350.87	32.90	120.9	55.1	16

D'après les résultats qui nous avons obtenues on n'a pas besoin de déterminer l'anti bélier parce que :

- **B < PN.**
- **H_{sur} < PN.**
- **H_{dép} < PN.**

VI.8. Conclusion

A travers ce chapitre nous avons vu comment évolue un régime transitoire après une rupture d'une pompe ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier. Nous avons donc pu calculer les surpressions et les dépressions.

Les calculs hydrauliques nous ont amené à déduire qu'une protection anti bélier n'est pas nécessaire, les valeurs de la surpression et de la dépression s'avèrent dans les normes.

CHAPITRE VII

DISTRIBUTION

VII.1. Introduction

Les réseaux de distribution d'eau potable sont formés d'ensemble d'infrastructures qui doivent véhiculer jusqu'aux point prévus une eau de bonne qualité, en quantité suffisante et avec le moins de défaillance. Tous fois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins domestiques, industriel et agricoles.

Le logiciel EPANET fait partie de ce chapitre pour avoir les diamètres optimums des différents tronçons de la canalisation du réseau.

VII.2. Classification des réseaux

On distingue quatre types de réseaux

- Réseau ramifié ;
- Réseau étagé ;
- Réseau maillé ;
- Réseau mixte.

VII.2.1. Réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (Branches) branchées tout le long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent.

C'est un réseau qui n'assure aucune distribution du retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population à l'aval sera privée d'eau.

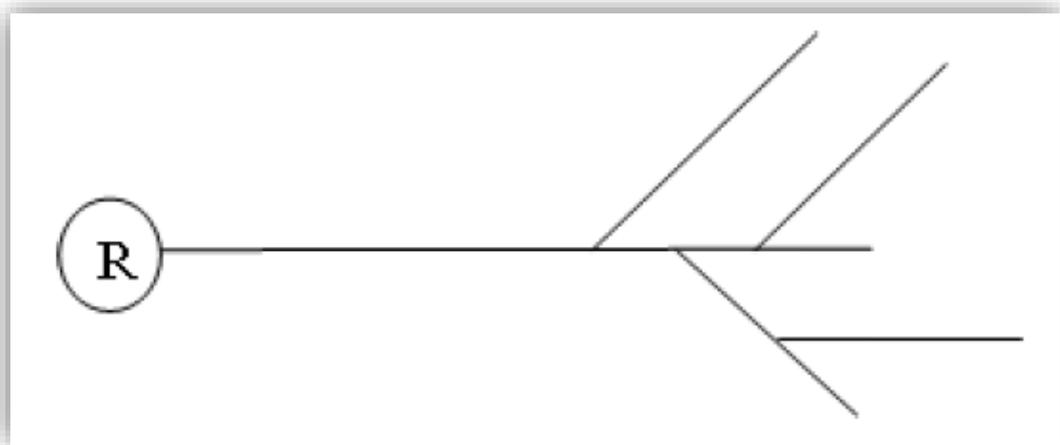


Figure (VII .1) :Réseau ramifié

VII.2.2. Réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant sa trace, contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associée à des réseaux ramifiés (Limitation de nombre de mailles en conservant certaines ramifications).[17]

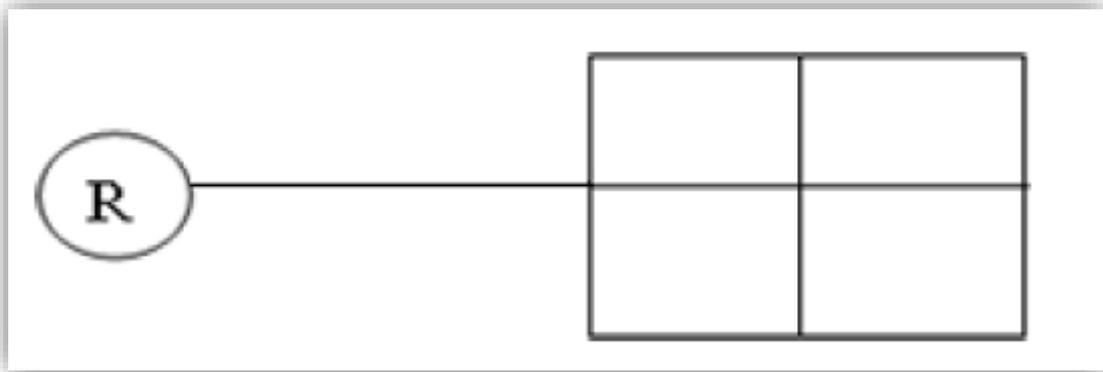


Figure (VII .2) :Réseau maillé

VII.2.3.Réseau mixte

Ce réseau est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée.

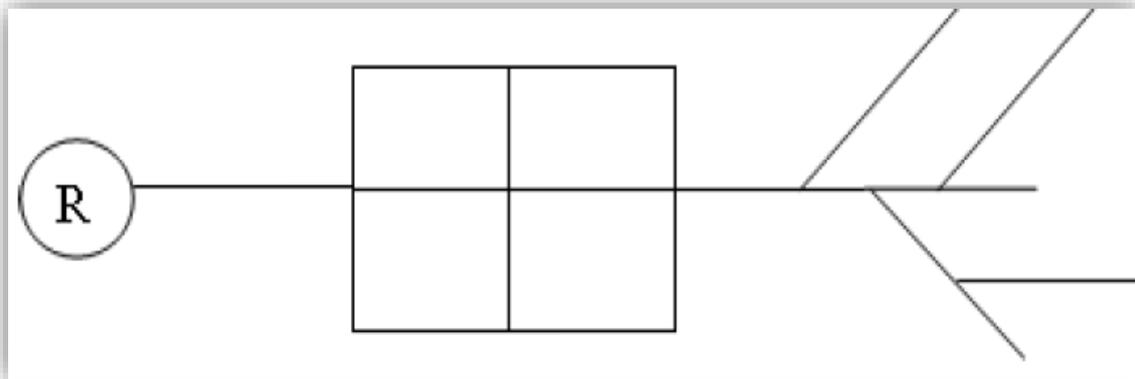


Figure (VII .3) :Réseau mixte

VII.2.4.Réseau étagé

Il est constitué de réseaux indépendants, permet d'éviter les hautes pressions en cas de reliefs accidentés et dénivelés importantes.

VII.3. Conception d'un réseau de distribution

Pour concevoir un réseau de distribution, on prend en compte des certains facteurs.

Parmi ces facteurs, Nous citons :

- Le relief ;
- Le souci d'assurer un service souple et précis.
- L'emplacement des quartiers et des consommateurs.

VII.4. Choix du réseau à adopter

Notre zone d'étude (Boumenazel) représente une agglomération avec un relief accidenté, nous optons pour un réseau ramifié.

VII.5. Choix du tracé

Le principe de réalisation du tracé est comme suit [17] :

- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses ;
- Préférer les zones accessibles ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation ;
- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine...etc.).

VII.6. Choix des conduites

Pour choisir le type de matériau à utiliser dans la construction des conduites. Il faut prendre en considération les critères suivants[17]

- Le diamètre ;
- Le prix ;
- La durée de vie ;
- Les conditions de pose et de transport ;
- La disponibilité sur le marché.

Pour le cas de notre étude on a choisi le PEHD comme matériau pour les conduites su réseau de distribution, en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité ;
- Facilité de soudage par électro fusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé ;
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique ;
- Bonnes propriétés hydrauliques (coefficient de rugosité très faible ; résistance contre les suppressions (jusqu'à 20 bars)).

- Bonne résistance chimique ;
- Longue durabilité ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Son élasticité lors du phénomène transitoire ;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier, etc.).

VII.7. Equipements et accessoires du réseau de distribution

VII.7.1. Canalisations

Le réseau de distribution est constitué 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.

VII.7.2. Organes accessoires

a. Robinetsvannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud et permettent l’isolement des différents tronçons du réseau lors d’une réparation sur l’un d’entre eux, ils permettent ainsi de régler les débits, leurs manœuvres s’effectuent à partir du sol au moyen d’une clé dit Béquille .

b. Décharges

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange à l’intérieur d’un regard en maçonnerie .

c. Bouches ou poteau d’incendie

Les bouches ou poteau d’incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d’assurer un débit de 17 l/s avec une pression de 10 m .

d. Ventouses

Permet d’évacuer l’air des conduites d’une façon permanent (elle fait sortir l’air à grand débit lors de la mise en eau de la canalisation et fait entrer l’air à grand débit pour la vidange de la canalisation).

e. Régulateurs de pression

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d’une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées .

f. Pièces spéciales de raccordement

- **Coudes** : Utilisés pour le changement de la direction ;
- **Tés** : Utilisés dans le raccordement de la canalisation secondaire sur la canalisation principale ;
- **Cônes** : Joignent des conduites de diamètres différentes ;
- **Bouchons d'extrémités** : Ce sont des dispositifs placés aux extrémités des conduites de distribution servant comme obturateur final des tronçons.

VII.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.

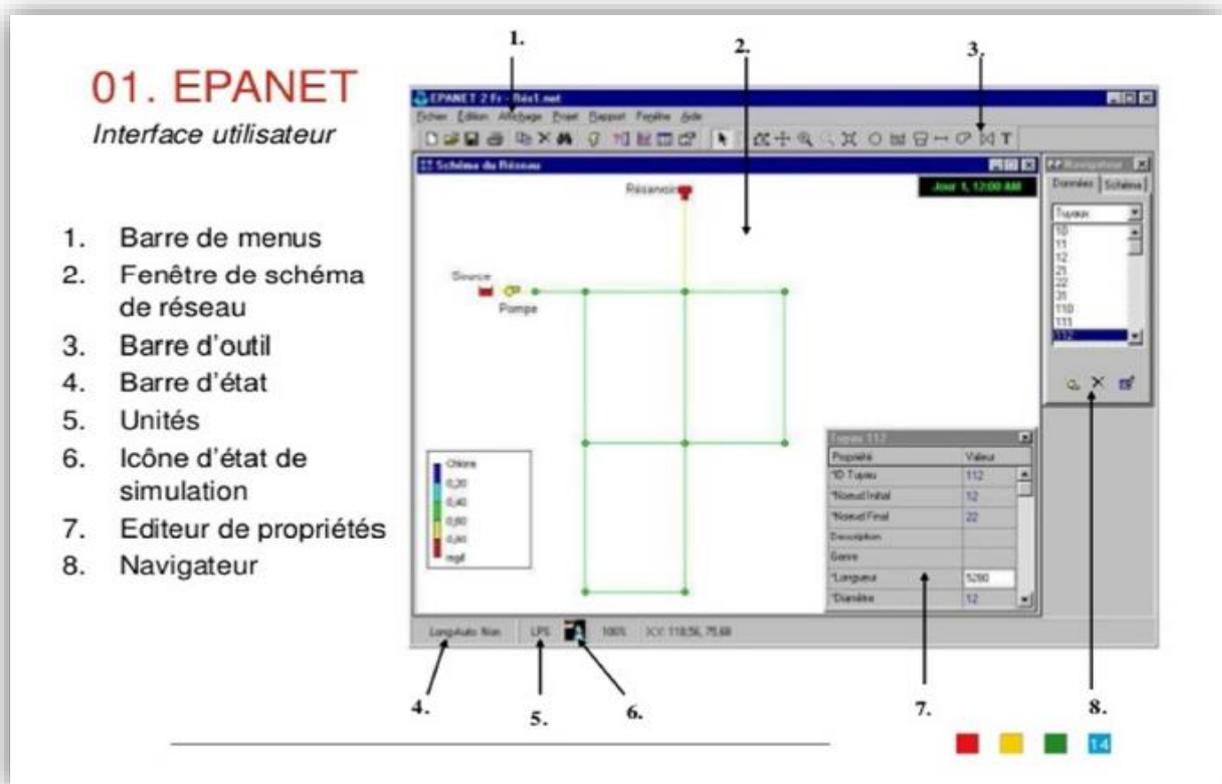


Figure (VII .4) : Environnement de travail sur EPANET

VII.8.1. Etapes de l'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistré dans un fichier avec format texte métafichier ;
- 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

VII.9.Description du réseau de distribution

Le réseau de distribution de la zone d'étude prend une ossature ramifiée d'un linéaire de 4101.42 m. La distribution se fera par gravité, à partir du réservoir situé à la cote de 603m.

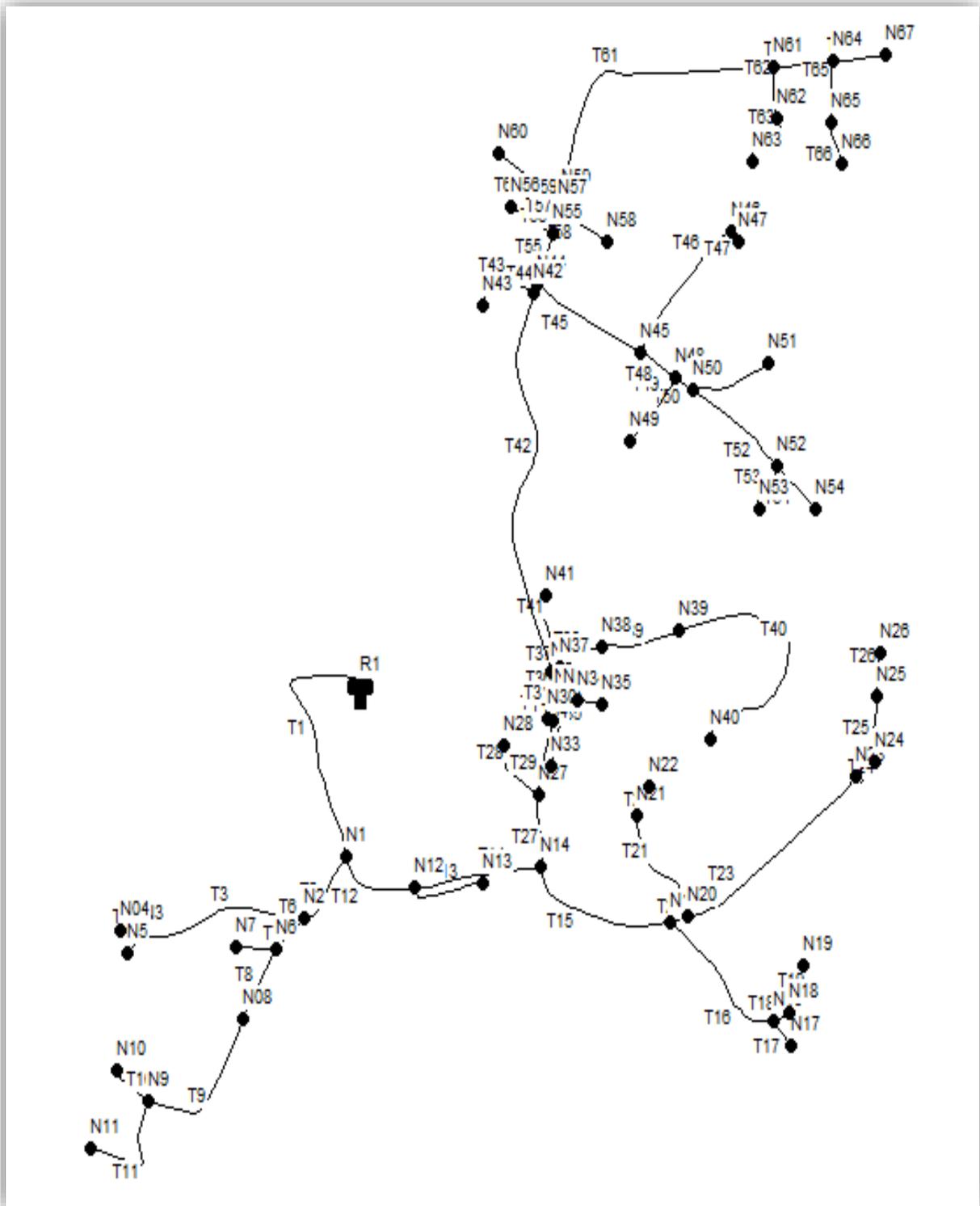


Figure (VII .5) :Réseau de distribution de la zone d'étude

VII.10. Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière suivante [17]

- Déterminer la longueur de chaque tronçon ;
- Déterminer les débits spécifiques en considérant les débits en route ;
- On calcule les débits en route pendant l'heure de pointe ;
- Déterminer les débits supposés concentrés aux nœuds.

VII.10.1. Détermination des débits du réseau

VII.10.1.1. Détermination de débit de pointe

C'est le débit qui représente la consommation maximale horaire, par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution, (la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée de la journée). (Voir **Tableau II.11**)

$$Q_{pointe} = 151.76 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{pointe} = 42 \text{ l/s}$$

VII.10.1.2. Détermination de débit spécifique

C'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 :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VII.1})$$

$$Q_{sp} = \frac{42}{4101.42} = 0.0102 \text{ (l/s/m)}$$

Avec :

- Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s/m) ;
- Q_p : Débit de pointe en (l/s) de la zone ;
- $\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre ou il y a distribution.

VII.10.1.3. Détermination de débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

- Q_r : Débit en route (l/s).
- Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml).
- L_i : Longueur du tronçon concerné (m)

VII.10.1.1.4. Détermination de 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 :

$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_{ri} + \sum Q_{con} \quad (\text{VII.3})$$

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

VII.11. Dimensionnement du réseau

Afin de dimensionner le réseau on doit connaître le débit tronçon de chaque conduite. Pour cela, il est nécessaire, du préalable, de calculer le débit de chaque nœud du réseau de distribution.

Dans ce qui suite, nous allons calculés les débits en routes et les débits aux nœuds

VII.11.1. Calcul des débits enrouté

Tableau (VII .1) :Les tuyaux et les débits de route...

Tuyaux (ID)	L_i	Q_{sp}	Q_r
T1	203.9	0.0102	2.088
T2	59.52	0.0102	0.609
T3	140.2	0.0102	1.436
T4	19.13	0.0102	0.196
T5	19.02	0.0102	0.195
T6	31.83	0.0102	0.326
T7	33.86	0.0102	0.347
T8	58.22	0.0102	0.596
T9	120.6	0.0102	1.229
T10	34.71	0.0102	0.355
T11	91.01	0.0102	0.932
T12	65.5	0.0102	0.671
T13	62.66	0.0102	0.642
T14	107.5	0.0102	1.101

Tableau (VII.1) :Les tuyaux et les débits de route (suite)...

Tuyaux (ID)	L_i	Q_{sp}	Q_r
T15	127.3	0.0102	1.303
T16	118.8	0.0102	1.216
T17	22.32	0.0102	0.228
T18	14.14	0.0102	0.145
T19	41.82	0.0102	0.428
T20	15.57	0.0102	0.159
T21	91.84	0.0102	0.940
T22	21.89	0.0102	0.224
T23	175	0.0102	1.792
T24	24.58	0.0102	0.252
T25	62.66	0.0102	0.644
T26	30.9	0.0102	0.316
T27	53.29	0.0102	0.546
T28	49.59	0.0102	0.508
T29	54.86	0.0102	0.562
T30	3.63	0.0102	0.037
T31	16.26	0.0102	0.166
T32	7.179	0.0102	0.073
T33	49.42	0.0102	0.506
T34	12.4	0.0102	0.127
T35	20.6	0.0102	0.211
T36	19.74	0.0102	0.202
T37	8.207	0.0102	0.084
T38	38.44	0.0102	0.394
T39	66.64	0.0102	0.682
T40	209.1	0.0102	2.141
T41	55.14	0.0102	0.565
T42	285.9	0.0102	2.928
T43	61.29	0.0102	0.628
T44	6.22	0.0102	0.064
T45	101.1	0.0102	1.035

Tableau (VII.1) :Les tuyaux et les débits de route (suite et fin)

Tuyaux (ID)	L_i	Q_{sp}	Q_r
T46	117.2	0.0102	1.200
T47	10.08	0.0102	0.103
T48	34.49	0.0102	0.353
T49	58.81	0.0102	0.602
T50	18.01	0.0102	0.184
T51	67.48	0.0102	0.691
T52	88.73	0.0102	0.909
T46	117.2	0.0102	1.200
T47	10.08	0.0102	0.103
T48	34.49	0.0102	0.353
T49	58.81	0.0102	0.602
T50	18.01	0.0102	0.184
T51	67.48	0.0102	0.691
T52	88.73	0.0102	0.909
T53	36.62	0.0102	0.375
T54	45.19	0.0102	0.463
T55	38.06	0.0102	0.390
T56	40.05	0.0102	0.410
T57	18.8	0.0102	0.192
T58	47.25	0.0102	0.484
T59	7.54	0.0102	0.077
T60	61.54	0.0102	0.630
T61	243.3	0.0102	2.491
T62	37.2	0.0102	0.381
T63	45.74	0.0102	0.468
T64	49	0.0102	0.502
T65	43.61	0.0102	0.446
T66	30.95	0.0102	0.317
T67	45.71	0.0102	0.468

VII.11.2. Calcul des débits aux nœuds

Tableau (VII .2) : Débits aux nœuds...

Nœud	Tuyaux	Q_r (l/s)	Q_{ni} (l/s)
R1	T1	2.088	1,044
N1	T1	2.088	1.684
	T2	0.609	
	T12	0.671	
N2	T2	0.609	1.185
	T3	1.436	
	T6	0.326	
N3	T3	1.436	0.913
	T4	0.196	
	T5	0.195	
N4	T4	0.196	0.098
N5	T5	0.195	0.097
N6	T6	0.326	0.634
	T7	0.347	
	T8	0.596	
N7	T7	0.347	0.173
N8	T8	0.596	0.912
	T9	1.229	
N9	T9	1.229	1.258
	T10	0.355	
	T11	0.932	
N10	T10	0.355	0.178
N11	T11	0.932	0.469
N12	T12	0.671	1.206
	T13	0.641	
	T14	1.101	
N13	T13	0.642	0.321
N14	T14	1.101	1.430
	T15	1.303	
	T27	0.546	

Tableau (VII.2) :Débits aux nœuds (suite)...

Nœud	Tuyaux	Q_r (l/s)	Q_{ni} (l/s)
N15	T15	1.303	1.340
	T20	0.159	
	T16	1.216	
N16	T16	1.216	0.795
	T17	0.228	
	T18	0.145	
N17	T17	0.509	0.254
N18	T18	0.145	0.286
	T19	0.428	
N19	T19	0.428	0.214
N20	T20	0.159	1.446
	T21	0.940	
	T23	1.792	
N21	T21	0.940	1.052
	T22	0.224	
N22	T22	0.224	0.112
N23	T23	1.792	1.344
	T24	0.252	
	T25	0.644	
N24	T24	0.252	0.126
N25	T25	0.644	0.480
	T26	0.316	
N26	T26	0.316	0.158
N27	T27	0.546	0.808
	T28	0.508	
	T29	0.562	
N28	T28	0.508	0.254
N29	T29	0.562	0.255
	T20	0.159	
	T21	0.940	
N30	T30	0.037	0.018

Tableau (VII.2) :Débits aux nœuds (suite)...

Nœud	Tuyaux	Q_r (l/s)	Q_{ni}(l/s)
N31	T31	0.166	0.221
	T32	0.073	
	T36	0.202	
N32	T32	0.073	0.353
	T33	0.506	
	T34	0.127	
N33	T33	0.506	0.253
N34	T34	0.127	
	T35	0.211	
N35	T35	0.211	0.105
N36	T36	0.202	1.607
	T37	0.084	
	T42	2.928	
N37	T37	0.084	0.521
	T38	0.394	
	T41	0.565	
N38	T38	0.394	0.538
	T39	0.682	
N39	T39	0.682	1.412
	T40	2.141	
N40	T40	2.141	1.076
N41	T41	0.565	0.282
N42	T42	2.928	1.809
	T43	0.628	
	T44	0.064	
N43	T43	0.628	0.314
N44	T44	0.064	0.744
	T45	1.035	
	T55	0.390	

Tableau (VII.2) :Débits aux nœuds (suite)...

Nœud	Tuyaux	Q_r (l/s)	Q_{ni} (l/s)
N45	T45	1.035	1.294
	T46	1.200	
	T48	0.353	
N46	T46	1.200	0.652
	T47	0.103	
N47	T47	0.103	0.052
N48	T48	0.353	0.570
	T49	0.602	
	T50	0.184	
N49	T49	0.602	0.301
N50	T50	0.184	0.892
	T51	0.691	
	T52	0.909	
N51	T51	0.691	0.345
N52	T52	0.909	0.873
	T53	0.375	
	T54	0.463	
N53	T53	0.375	0.187
N54	T54	0.463	0.231
N55	T55	0.3890	0.496
	T56	0.410	
	T57	0.192	
N56	T56	0.410	0.205
N57	T57	0.192	0.377
	T58	0.484	
	T59	0.077	
N58	T58	0.484	0.242
N59	T59	0.077	1.599
	T60	0.630	
	T61	2.491	

Tableau (VII.2) : Débits aux nœuds (suite et fin).

Nœud	Tuyaux	Q_r (l/s)	Q_{ni} (l/s)
N60	T60	0.630	0.315
N61	T61	2.491	1.687
	T62	0.381	
	T64	0.502	
N62	T62	0.381	0.425
	T63	0.468	
N63	T63	0.468	0.234
N64	T64	0.502	0.708
	T65	0.446	
	T67	0.468	
N65	T65	0.446	0.382
	T66	0.317	
N66	T66	0.317	0.158
N67	T67	0.468	0.234

Les diamètres obtenus dans le réseau de distribution sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (VII .3) :Diamètres obtenus

Diamètre(mm)	Longueur(m)
16	360.76
21	122.4
28.4	626.43
35.2	923.48
44	351.779
55.4	99.147
66	465.04
81.8	59.52
100	308.39
146.5	382.98
220.4	311.4
Totale	4011.33

VII.11.3. Simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres de chaque arc (conduite), nous pouvons effectuer une simulation du réseau sur EPANET, dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5 m/s et 1.5 m/s) et des pressions aux nœuds comprise entre (10m et 60 m).

Les résultats de simulation des conduites sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VII .4) :Résultats de la simulation des conduites...

ID Tuyau	Longueur (m)	Diamètre Intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unitaire (m/km)
T1	203.9	220.4	41.33	1.208	4.21
T2	59.52	81.8	5.91	1.12	5.91
T3	140.2	35.5	1.11	1.12	41.29
T4	19.13	16	0.1	0.49	25.95
T5	19.02	16	0.1	0.48	25.71
T6	31.83	66.4	3.61	1.04	16.56
T7	33.86	16	0.17	0.87	70.28
T8	58.22	66.4	2.81	0.81	10.5
T9	120.6	44.4	1.9	1.22	36.8
T10	34.71	28.4	0.18	0.88	73.18
T11	91.01	28.4	0.47	0.74	26.05
T12	65.5	66.4	33.74	1.03	4.17
T13	62.66	28.4	0.32	0.51	13.27
T14	107.5	220.4	32.22	0.84	2.67
T15	127.3	100	7.6	0.97	8.9
T16	118.8	35.5	1.55	1.56	75.53
T17	22.32	28.4	0.24	0.45	8.86
T18	14.14	35.5	0.5	0.51	10.01
T19	41.82	16	0.21	1.06	102.45
T20	15.57	100	4.72	0.60	3.76
T21	91.84	35.5	1.16	1.18	45.11

Tableau (VII.4) :Résultats de la simulation des conduites (suite)...

ID Tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes (m/km)
T22	21.89	16	0.11	0.56	37.78
T23	175	44.4	2.11	1.36	44.54
T24	24.58	16	0.12	0.62	39.71
T25	62.66	35.5	0.64	0.64	2.8
T26	30.9	16	0.16	0.79	59.90
T27	53.29	14.6	23.18	1.39	10.96
T28	49.59	28.4	0.25	0.40	8.80
T29	54.86	146.5	22.12	1.31	9.76
T30	3.63	16	0.02	0.09	1.2
T31	16.26	146.5	21.85	1.30	9.45
T32	7.179	44.4	0.88	0.57	9.31
T33	49.42	28.4	0.25	0.45	8.8
T34	12.4	28.4	0.27	0.43	1.21
T35	20.6	16	0.11	0.52	29.5
T36	19.74	146.5	20.75	1.23	8.68
T37	8.207	55.9	3.82	1.56	42.93
T38	38.44	55.9	3.02	1.23	27.97
T39	66.64	66.4	2.48	0.72	8.54
T40	209.1	35.5	1.07	1.08	38.76
T41	55.14	28.4	0.25	0.45	10.63
T42	285.9	146.5	15.32	0.91	4.99
T43	61.29	28.4	0.31	0.50	12.77
T44	6.22	146.5	13.20	0.78	3.81
T45	101.1	100	5.39	0.69	4.79
T46	117.2	35.5	0.7	0.71	18.25
T47	10.08	16	0.05	0.25	8.47
T48	34.49	55.9	3.4	1.38	34.65
T49	58.81	28.4	0.30	0.50	11.92
T50	18.01	55.9	2.53	1.03	20.29
T51	67.48	28.4	0.35	0.55	15.19

Tableau (VII.4) :Résultats de la simulation des conduites (suite et fin).

ID Tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes (m/km)
T52	88.73	35.5	1.29	1.30	54.37
T53	36.62	16	0.19	0.93	80.65
T54	45.19	16	0.23	1.15	117.38
T55	38.06	100	7.06	0.90	7.78
T56	40.05	16	0.2	1.02	94.92
T57	18.8	100	6.36	0.81	6.44
T58	47.25	16	0.24	1.20	127.44
T59	7.54	100	5.74	0.73	5.36
T60	61.54	28.4	-0.31	0.5	12.91
T61	243.3	66.4	3.83	1.1	18.37
T62	37.2	35.5	0.66	0.67	16.29
T63	45.74	21	0.23	0.68	32.46
T64	49	44.4	1.48	0.96	23.58
T65	43.61	35.5	0.54	0.55	11.43
T66	30.95	21	0.16	0.46	16.32
T67	45.71	21	0.23	0.68	32.46

Les résultats de simulation des nœuds sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VII .5) :Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau...

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
R1	599	-41.330	603	4
N1	583.00	1.684	601.77	18.77
N2	578.50	1.186	600.88	22.38
N3	570.00	0.913	595.09	25.09
N4	569.00	0.098	594.60	25.60
N5	569.50	0.097	594.60	25.10
N6	579.00	0.634	600.35	21.35
N7	577.00	0.173	597.97	20.97

Tableau (VII.5) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau (suite)...

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N8	576.00	0.912	599.74	23.74
N9	578.00	1.258	595.31	17.31
N10	574.00	0.178	592.77	18.77
N11	575.00	0.469	592.93	17.93
N12	578.00	1.206	601.48	23.48
N13	577.00	0.321	600.65	23.65
N14	572.00	1.430	601.07	29.07
N15	563.00	1.340	599.93	36.93
N16	567.50	0.795	590.96	23.46
N17	570.5	0.254	590.76	20.26
N18	568.00	0.286	590.82	22.82
N19	566.50	0.214	586.53	20.03
N20	562.00	1.446	599.88	37.88
N21	566.00	1.052	595.75	29.75
N22	566.50	0.112	595.03	28.53
N23	559.80	1.344	592.08	32.28
N24	559.70	0.126	591.10	31.40
N25	558.40	0.480	591.12	32.72
N26	556.70	0.158	589.26	32.56
N27	572.60	0.808	600.48	27.88
N28	578.00	0.254	600.05	22.05
N29	574.00	0.255	599.93	25.93
N30	574.00	0.018	599.93	25.93
N31	574.50	0.221	599.77	25.27
N32	573.00	0.353	599.71	26.71
N33	573.00	0.253	599.27	26.72
N34	572.50	0.169	599.58	27.08
N35	570.50	0.105	598.97	28.47
N36	572.50	1.607	599.60	27.10
N37	572.50	0.521	599.25	26.75

Tableau (VII.5) :Les pressions et les charges au niveau des nœuds du réseau (suite et fin)

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N38	568.50	0.530	598.18	29.68
N39	563.00	1.412	597.62	34.62
N40	563.00	1.076	589.51	26.51
N41	569.00	0.282	598.66	29.66
N42	558.00	1.809	598.18	40.18
N43	562.00	0.314	597.39	35.39
N44	557.50	0.744	598.15	40.65
N45	558.00	1.294	597.67	39.67
N46	555.50	0.652	595.53	40.03
N47	556.00	0.056	595.45	39.45
N48	558.00	0.567	596.48	38.48
N49	562.00	0.301	595.78	33.78
N50	557.50	0.892	596.11	38.61
N51	554.50	0.345	595.09	40.59
N52	553.50	0.873	591.29	37.79
N53	555.00	0.187	588.33	33.33
N54	559.00	0.231	585.98	26.98
N55	555.00	0.496	597.86	42.86
N56	554.00	0.205	594.05	40.05
N57	554.50	0.377	597.73	43.23
N58	554.59	0.242	591.71	37.71
N59	553.30	0.160	597.69	44.39
N60	554.00	0.315	596.90	42.90
N61	545.00	1.687	593.22	48.22
N62	549.00	0.425	592.62	43.62
N63	552.00	0.234	591.13	39.13
N64	544.50	0.708	592.07	47.57
N65	548.00	0.382	591.57	43.57
N66	551.00	0.158	591.07	40.07
N67	542.00	0.234	590.59	48.59

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans les figures suivantes :

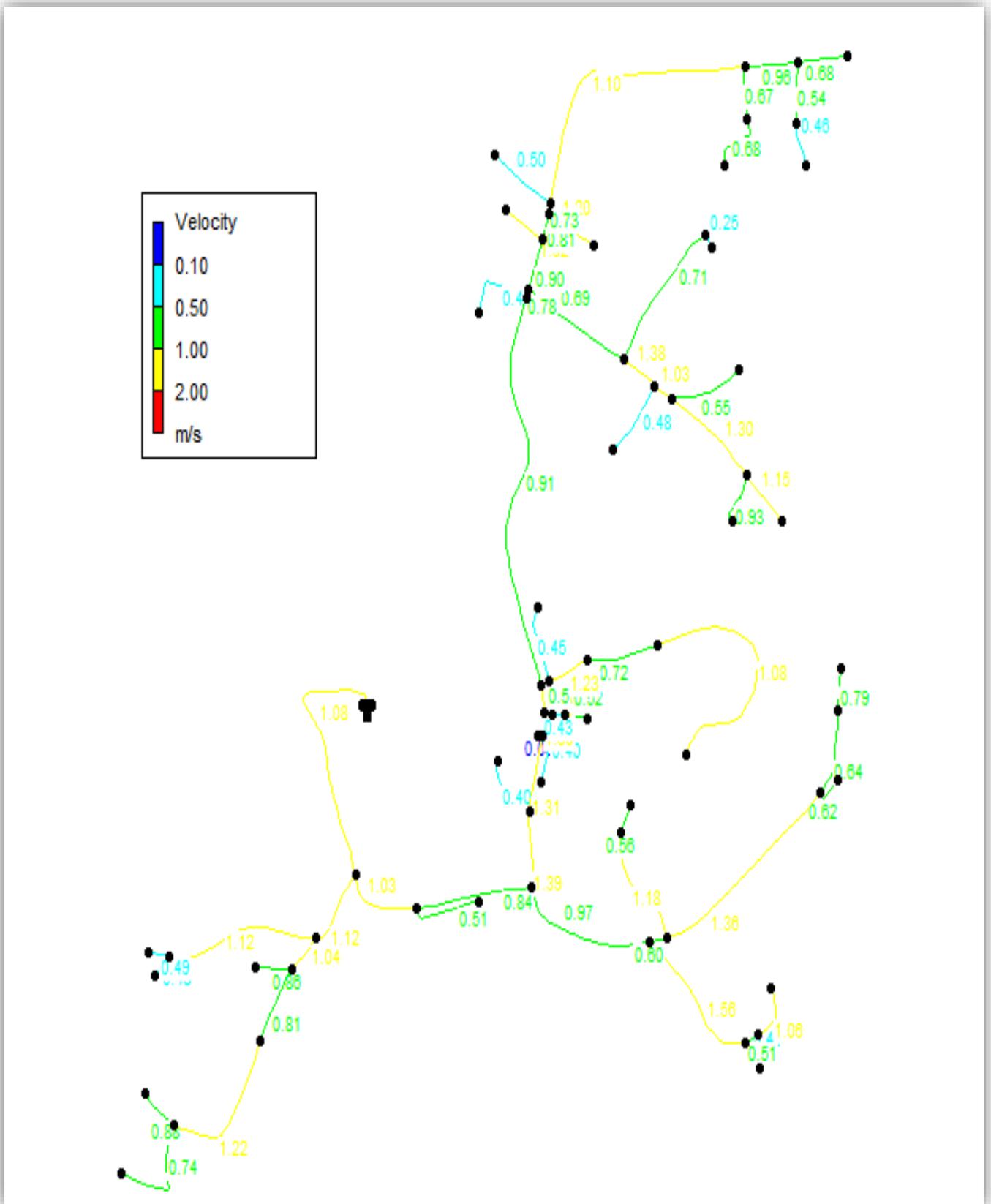


Figure (VII .6) :Réseau de distribution après simulation (vitesses)

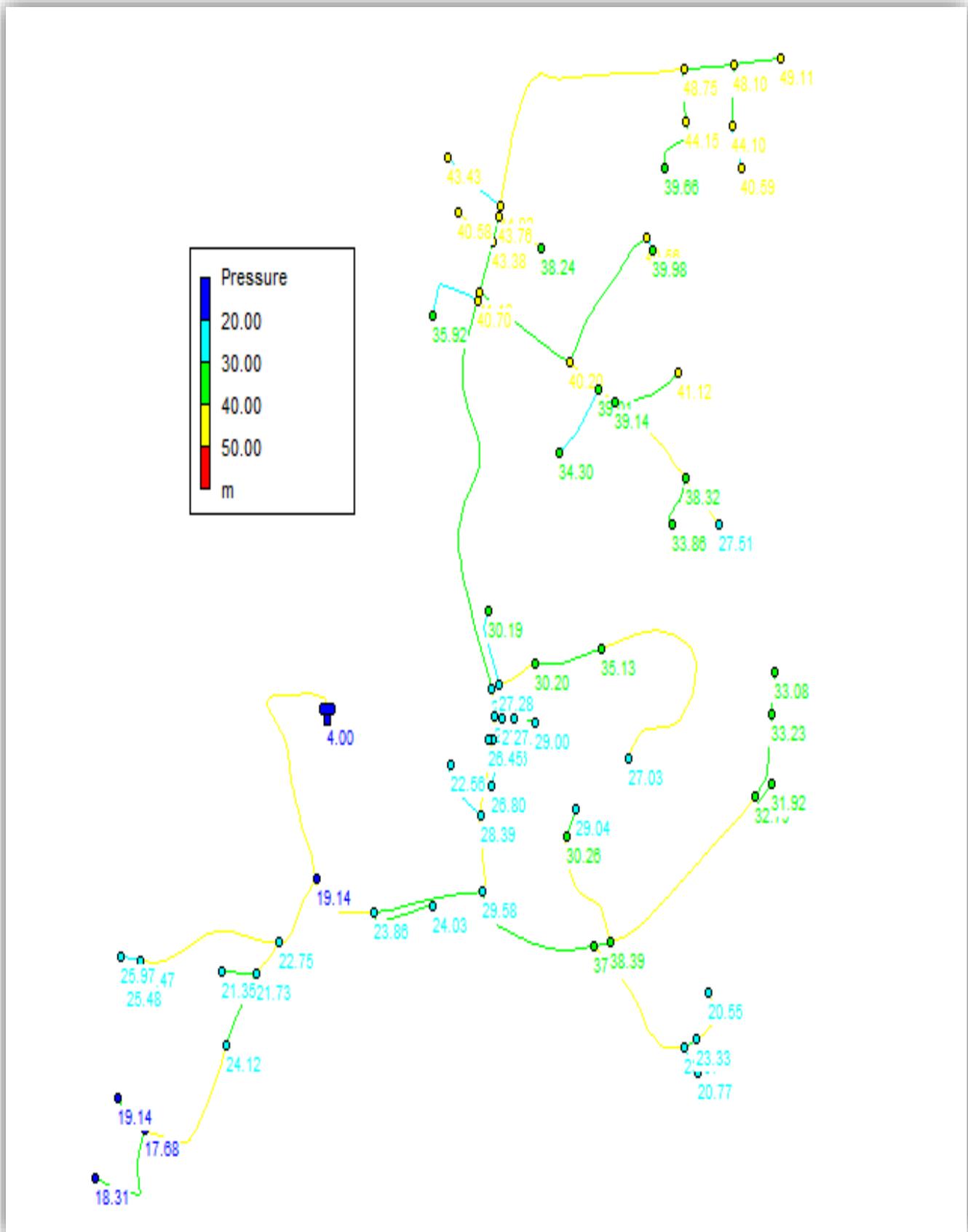


Figure (VII .7) :Réseau de distribution après simulation (Pressions)

VII.12. Conclusion

Dans ce chapitre, on a bien défini notre réseau de distribution (type, équipements, tracé...) dont le réseau est de type ramifié a cause de reliefs et de l'emplacement de consommateurs. La nature des conduites est en PEHD (PN10), leurs diamètres varient entre 16 et 220.4mm.

Après la présentation du réseau de distribution, un calcul hydraulique des différents débits (Q_{point} , Q_{sp} , Q_r , Q_{ni}) est nécessaire afin d'effectuer une simulation a l'aide de logiciel EPANET. On a déterminé les différents diamètres des tronçons en vérifiant les conditions des vitesses et pressions au niveau des conduits et des nœuds pour assurer le bon fonctionnement et la livraison d'un débit d'eau suffisant pour tous les abonnés du réseau.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Notre étude a englobé tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'alimentation en eau potable de la localité Boumenazel.

Au préalable nous avons évalué les différents besoins en eau de la zone d'étude l'horizon 2052 où la population atteindra 7365 habitants.

Après l'estimation des besoins futurs, nous avons constaté que les besoins à long terme sont de 2168 m³/j.

Le calcul nous a conduits à projeter un réservoir de 500 m³.

Concernant le dimensionnement de la conduite d'adduction, on a choisi le diamètre le plus économique D= 250 mm avec une vitesse acceptable.

La nature des conduites est en PEHD PN16.

Le choix de la pompe adéquate a été fait à l'aide du logiciel CAPRARI

Dans le but de la protection de la conduite de refoulement du phénomène du coup de bélier, on a effectué une vérification à ce propos. Les résultats de calcul ont montré que notre installation n'a pas besoin d'un anti-bélier.

En ce qui concerne la distribution, après la simulation faite à l'aide du logiciel EPANET, nous avons obtenu des vitesses comprises entre 0,5m/s et 1,5m/s, et des pressions entre 10met 60 m, en utilisant le PEHD avec des diamètres intérieurs allant de 16mm a 220.4mm.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- [1] **BOUZEKRIA, A ; GUEHAM, S** : Alimentation en eau potable pour la commune d'el Kanner .cas de la zone-GHEDIR BENI HAMZA. (W.Jijel), Mémoire de fin d'études, Master, Université M.BENYAHYA de Jijel, 2021.
- [2] **DUPONT, A** : «Hydraulique urbaine». Tome II Edition EYROLLES, Paris 1979
- [3] **BONNIN, J** : «Hydraulique urbaine», collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, 216 pages, 1977.
- [4] **AHSENE, L** : Alimentation en eau potable (adduction) de la commune Tizi N'tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Kouidet Acerdoune (W.Tizi-ouzou), Mémoire de fin d'études, Master, Université A. Mira de Bejaia, 2015.
- [5] **BONNIN, J** : «Hydraulique urbaine», Edition appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, EYROLLES, 1986.
- [6] **HUGUES, G** : Adduction et distribution d'eau technique de l'ingénieur, Doc C5 195.
- [7] **AMEUR, A ; BERKANI, R** :Alimentation en eau potable des villes Souk El Khmis et Mokrani (W.Bouira). Mémoire de fin d'étude, Master en Hydraulique, 2019.
- [8] **ALILECHE, D ; DERDAR, N** : Etude de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'Ait Bouaddou, Mémoire de fon d'études, Master, Université A. Mira de Bejaia, 2016.
- [9] **CARLIER, M** : Hydraulique générale et appliqué, Edition EYROLLES, 1980.
- [10] **FANTAZI, B ; HARKAT, I** : Etude de la cavitation dans les pompes centrifuges, Mémoire de fin d'études,Master,Université M. Boudiaf de M'sila, 2017.
- [11] **GOUDJIL, S ; SADELLI, H** : Alimentation en eau potable des localités M'nair I, M'nair II, Heddada, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Kouidet El Assa (W-Souk Ahras), Mémoire de fin d'études, Master, Université A. Mira de Bejaia, 2017.
- [12] **GOMELLA, C. ; GUERREE, H.** : Distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance, Edition EYROLLES, Paris ,1977

ANNEXES

Annexe (1) : Diagramme de MOODY.

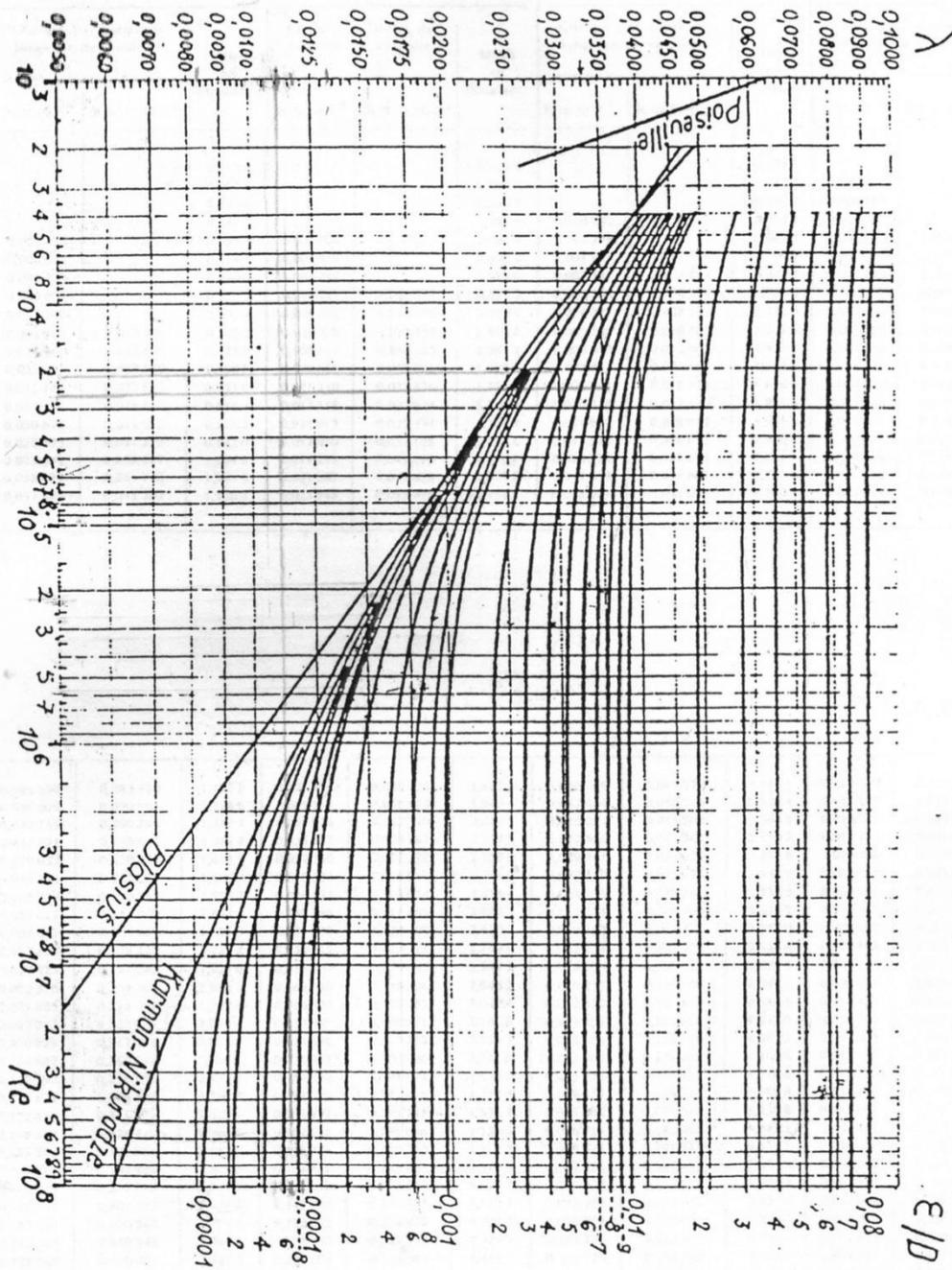


Diagramme de MOODY

Annexe (2) : les caractéristiques des conduites en PEHD (PN 10)

Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2.0	40.15
25	2.0	51.25
32	2.0	64.74
40	2.4	97.69
50	3.0	150.53
63	3.8	238.48
75	4.5	338.61
90	5.4	446.80
110	6.6	665.64
125	7.4	843.99
160	9.5	1382.45
200	11.9	2162.92
250	14.8	3357.81
315	18.7	5057.81
400	23.7	8115.39
500	29.7	12616.15
630	37.4	19980.32

Annexe (3) : les caractéristiques des conduites en PEHD (PN 16)

Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

Annexe (4) : Caractéristique de la pompe de la Station de pompage donné par CAPRARI

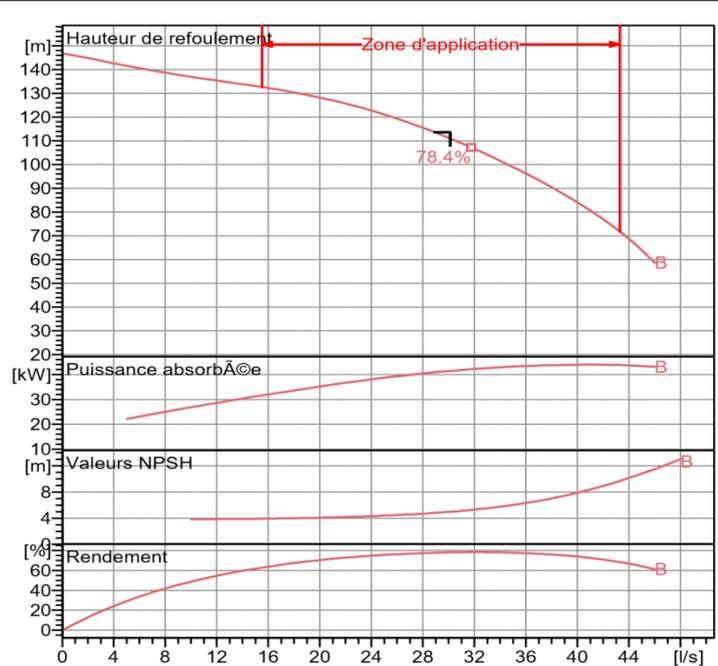


Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

Valer l'avenue vitesse critique et le numro total des lignes d'arbre.
SELECTION INDICATIVE; contacter nos service commerciaux pour un projet complet.

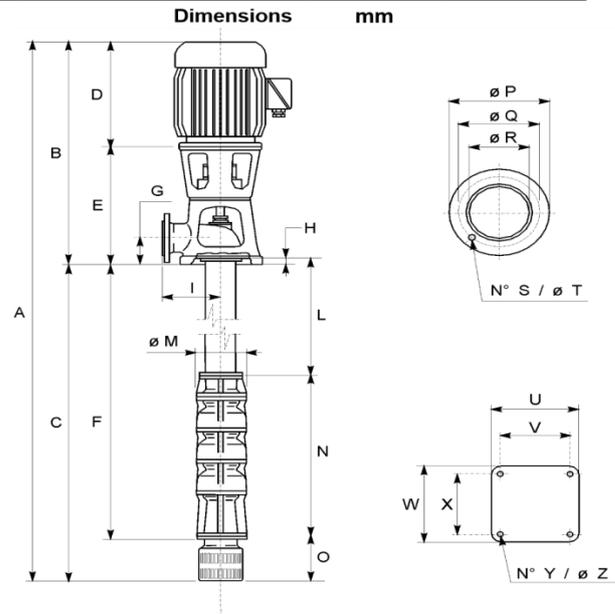
P8C/5/30/6B	
Caractéristiques requises	
Débit	30.1 l/s
Hauteur de refoulement	114 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	29.5 l/s
Hauteur de refoulement	112 m
Puissance absorbée	41.2 kW
Rendement	78%
Hauteur manométrique H(Q=0)	147 m
Orif. de refoulement	DN125
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	45 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	40 °C
Teneur maximum en matières solides	40/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	583.5 kg



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
0	147	25	0	4
30.1	112	41.2	78	6
45	55	45	70	10

- A = 5651
B = 1282
C = 4369
D = 642
DN = 125
E = 640
F = 4137
G = 170
H = 38
I = 280
L = 3050
M = 190
N = 1125
No S = 8
No Y = 4
O = 232
P = 250
Q = 210
R = 125
T = 18
U = 430
V = 360
W = 430
X = 360
Z = 22



Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Corps d'actage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Arbre de pompe	Acier
Palier	Caoutchouc
LIGNE D'ARBRE	
Tube colonne	Acier
Arbre	Acier
Douille arbre	Acier chromé
Manchons	Acier inox
Roulements	Caoutchouc
GROUPE COMANDE	
Bas	Fonte ou Acier
Lanterne de liaison	Fonte ou Acier
Crépine	Acier galvanisé

Notes:

Date 21.10.2022	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Résumé

Le village Boumenazel (W.Bouira) a connu ces dernières années un accroissement démographique important, ce qui a provoqué un manque accru en eau potable. De plus, l'état dégradé du réseau nous a amené à dimensionner un nouveau réseau d'AEP, qui sera alimenté à partir d'un piquage sur la conduite provenant du barrage de Tilesdit. Afin d'aboutir aux objectifs du projet on a commencé par recueillir un maximum d'informations, qui portent un intérêt majeur pour établir un bilan des besoins à satisfaire à long terme. Pour mieux harmoniser l'offre et la demande en eau on a passé au dimensionnement des ouvrages de stockages. Par ailleurs, on a établi une étude technico-économique dans le but de dimensionner la chaîne d'adduction. Une fois les diamètres économiques sont adoptés, on a procédé au choix du type de pompe répondant aux exigences du projet, et a une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier. A la fin, on a dimensionné notre réseau de distribution en respectant les pressions et les vitesses appropriées.

Mots clés : AEP ; Adduction ; Pompe ; Station de pompage ; Coup de bélier ; Distribution.

Abstract

The village of Boumenazel (W.Bouira) knew these last years an important demographic growth, what caused a chief lack in drinking water. Moreover, the degraded state of the network led us to dimension a new network of potable water supply, which will be fed starting from a pricking on the pipe coming from the dam of Tilesdit. In order to lead to the objectives of the project we started by collecting a maximum of information, which carry a major interest for estimating water needs to satisfy in the long term. To harmonize better the supply and demand in water, we passed to dimensioning of storage structures. Moreover, a technical-economic study was established with the intention of sizing the chain of adduction. Once the economic diameters are adopted, we proceeded to select the type of pump that meets the requirements of the project, and a check of the risk of occurrence of the phenomenon of water hammer. In the end, our distribution network has been dimensioned respecting the pressures and appropriate velocities.

Keywords: Potable water supply, Adduction, Pumps, Pumping station, Water hammer, Distribution.

المخلص

عرفت قرية بومنازل (ولاية البويرة) في السنوات الأخيرة نموا سكانيا هاما , مما تسبب في نقص ملحوظ للمياه الصالحة للشرب , دفعتنا إلى تصميم شبكة جديدة, تزود مباشرة من القناة الآتية من سد تيلسديت. من أجل تحقيق أهداف المشروع, جمعنا أقصى قدر من المعلومات بهدف تقييم الاحتياجات المائية على المدى البعيد, ولكي يتوافق العرض و الاحتياج, حددنا أبعاد هياكل التخزين علاوة على ذلك , قمنا بدراسة فنية اقتصادية من أجل تحديد أبعاد سلسلة الإمداد بعدها تقدمنا لتحديد نوع المضخة التي تلبي طلبات المشروع, وكذا التحقق من خطر حدوث ظاهرة المطرقة المائية, في النهاية, تم تحديد أبعاد شبكة التوزيع مع احترام الضغوط و السرعات المناسبة.

الكلمات المفتاحية مياه الشرب, أنابيب النقل, مضخة, المطرقة المائية, توزيع