

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 Hydraulique appliquée et environnement

Mémoire de fin de D'études

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

Option: Hydraulique urbaine

Thème:

*Actualisation d'eau potable réseau de
distribution de la rive droite de la commune de
SIDI AICH (wilaya de Bejaïa)*

Présenté par:

Mr. DIF Rabeḥ & Mr. BAH'RATA Mahdi

Devant le jury composé de :

Nom et Prénom	
Mr. SAAOU	Président
Mr. BEJOU	Examineur
Mr. HAMCHAOU	Encadrant

Année Universitaire : 2021/2022

Remerciements

Suite à l'élaboration de ce travail, et avant toute chose nous tenons à remercier le bon dieu de nous avoir donné le courage, la volonté ainsi la patience pour mener ce travail jusqu'à sa fin.

Le présent travail n'est pas seulement le fruit de nos efforts, mais également celui de bien des personnes à qui nous devons l'expression de nos vifs remerciements.

*Nous adressons notre plus haut respect et notre sincère gratitude à notre promoteur **MR. HAMCHAOUI** pour son soutien et ses conseils,*

Je remercie également les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail.

***Mr. Bejou et Mr. Saou** Nous vous remercions du temps que vous nous avez accordé tout au long de cette expérience enrichissante en répondant à nos questions*

Nous voudrions aussi exprimer notre reconnaissance envers les amies et collègues qui nous ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de notre démarche.

Nous tenons également à exprimer notre gratitude à notre chère famille pour son aide morale et financière, sa confiance en nous et son soutien affectif et continu. Ils nous fournissent une base solide qui nous permet de persévérer et de nous surpasser.

Nous remercions également toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de nos travaux, ainsi qu'à tous les employés de la Société Algérienne des Eaux de la commune de Sidi Aïsh.



- Rabeih & Mahdi -

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné à la vie,
Qui s'est sacrifié pour mon bonheur et ma réussite, a ma*

Mère...

*A mon père, qui a été mon ombre durant toutes les
années des études, qui a veillé à me donner l'aide, a
M'encourager et à me protéger, que dieu les gardes et
les protèges.*

A mes chers frères

A tout ma famille

*A mes très chers amis (Mabrouk Belmasoud, Bennara
Ahmed, Boulamri Mohamed lamin, Medjbeur Meriem,
kardou amin, tadjrouni lyes, Achour Adel, Adjeb Sohaib).*

A tous ceux qui m'aiment

A tous ceux que j'aime



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

Je dédie cet humble travail :

A mes chers parents, tous les mots du monde ne sauraient exprimer l'immense amour que j'ai pour vous, ni la profonde gratitude que je vous témoigne pour tous les efforts et sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation. bien-être.

C'est grâce à vos encouragements que j'ai choisi ce noble métier, et grâce à vos critiques je me suis réalisé.

J'espère avoir répondu aux espoirs que vous placiez en moi.

Je vous salue par cet humble acte avec ma gratitude éternelle et mon amour infini.

A mes chères sœurs et à tous mes chers amis (Mabrouk Adel Meriem Hcen Amine)

A tous ceux qui m'aiment

A tous ceux que j'aime



Sommaire

Sommaire

Remerciements

Dedicace

Sommaire

Liste d'abréviation

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction generale..... 1

Chapitre I

Presentation de site

Introduction	3
I.1. Présentation du site	3
I.1.1. Situation géographique.....	3
I.1.2. Climat.....	5
I.1.3. Hydrographie et Hydrogéologie.....	5
Conclusion.....	6

Chapitre II

Estimations des besoins

Introduction	8
II.1. Estimation des besoins de l'eau.....	8
II.1.1. Evaluation de la population	8
II.1.2. Estimation de la population future.....	8
II.1.3. Taux d'accroissement	8
II.2. La dotation	9
II.3. La consommation moyenne journalière.....	9
II.3.1. Besoin domestiques	10
II.3.2. Besoins scolaires.....	10
II.4. Calcul les besoins moyens journalier.....	11
II.4.1. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	11
II.4.2. Vitrification de la consommation journalière	12
II.4.2.1. Consommation maximal journalière.....	12
II.4.2.2. Consommation minimale journalière.....	12
II.5. Coefficient d'irrégularité horaire	14
II.5.1. Coefficient d'irrégularité horaire maximale	14
II.5.2. Coefficient d'irrégularité horaire minimale.....	15

Sommaire

II.6. Les débits horaire	17
II.6.1. Débit minimal horaire	17
II.6.2. Débit maximal horaire	17
II.7. Evaluation de la consommation par tranche horaire	18
II.8. Consommation en eau par tranche pour l'horizon 2052	18
Conclusion	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III

Les Reservoirs

Introduction	24
III.1. Définition de réservoir	24
III.2. Rôle des réservoirs	24
III.2.1. Rôle de régulateur et accumulateur	24
III.2.2. Augmentation des pressions	24
III.2.3. Gain d'énergie au niveau de la station de pompage	24
III.2.4. Utilité pour briser la charge	24
III.2.5. Assure la réserve d'incendie	25
III.3. Emplacement du réservoir	25
III.4. Classification des réservoirs	26
III.5. Choix du type de réservoir	26
III.6. Les équipements des réservoirs	27
III.6.1. Conduite d'adduction	27
III.6.2. Conduite de distribution	27
III.6.3. Conduite trop pleine	28
III.6.4. Conduite de vidange	28
III.6.5. Conduite de by-pass	28
III.7. Matérialisation de la réserve d'incendie:	28
III.7.1. Système à deux prises	29
III.7.2. Système à siphon	29
III.8. Capacité du réservoir	29
III.8.1. Détermination de la valeur de (p%)	29
III.8.1.1. Méthode analytique	30
III.8.1.2. Méthode graphique	31
III.8.2. Détermination de la capacité des réservoirs rive droite	32
III.8.2.1. Dimensionnement du réservoir R(Malla)	32

Sommaire

III.8.2.2. Dimensionnement du réservoir R (Cnep).....	33
Conclusion.....	35

Chapitre IV

Adduction

Introduction	37
IV.1. Les types d'adduction.....	37
IV.1.1. Adduction gravitative.....	37
IV.1.2. Adduction par refoulement.....	37
IV.2. Choix du tracé	37
IV.3. Choix du type des conduites.....	38
IV.4. Etude technico-économique des conduites	38
IV.5. Calcul du diamètre économique de la conduite.....	39
IV.6. Calcule la vitesse	40
IV.7. Calcul des pertes de charges.....	40
IV.7.1. Les pertes de charge linéaires.....	40
IV.7.1.1. Calcul du coefficient de pert de charge	41
IV.7.1.1.1. Régime transitoire	41
IV.7.1.1.2. Régime turbulent rugueux	41
IV.7.1.2. Les pertes de charge singulières	41
IV.7.1.3. Les pertes de charge totales.....	42
IV.8. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)	42
IV.9. Puissance absorbée par la pompe	42
IV.10. Energie consommée par la pompe.....	42
IV.11. Frais d'exploitation	43
IV.12. Frais d'amortissement	43
IV.13. Calcul du bilan	44
IV.14. Structure du réseau	44
IV.14.1. Caractéristiques des réservoirs de stockage	44
IV.14.2. Fonctionnement du réseau.....	45
IV.15. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction	46
IV.15.1. Tronçon station la station de repris de TIMZEGHRA vers le réservoir MALLA par Refoulement	46
IV.15.1.1. Caractéristiques du tronçon.....	46
IV.15.1.2. Calcul du diamètre	46

Sommaire

IV.15.1.3. Calcul de la HMT	47
IV.15.1.4. Calcul des frais d'exploitation.....	47
IV.15.1.5. Calcul des frais d'amortissement	47
IV.15.1.6. Calcul du bilan	48
IV.15.2. Tronçon forage vers la station repris malla de Refoulement.....	48
IV.15.2.1. Caractéristiques du tronçon	48
IV.15.2.2. Calcul du diamètre	48
IV.15.2.3. Calcul de la HMT	49
IV.15.2.4. Calcul des frais d'exploitation.....	49
IV.15.2.5. Calcul des frais d'amortissement	49
IV.15.2.6. Calcul du bilan	50
IV.15.3. Tronçon station la station de reprise de Maala vers le réservoir MALLA par Refoulement	50
IV.15.3.1. Caractéristiques du tronçon :.....	50
IV.15.3.2. Calcul du diamètre	50
IV.15.3.3. Calcul de la HMT	51
IV.15.3.4. Calcul des frais d'exploitation.....	51
IV.15.3.5. Calcul des frais d'amortissement	51
IV.15.3.6. Calcul du bilan	52
IV.15.4. Tronçon réservoir Maala vers le réservoir Cnep Par gravitaire	52
IV.15.4.1. Caractéristiques du tronçon	52
IV.15.4.2. Calcul du diamètre	52
IV.15.4.3. Calcul de la HMT	52
Conclusion.....	53

Chapitre V

Pompe

Introduction	55
V.1. Classification des pompes.....	55
V.1.1. Les pompes volumétriques	55
V.1.2. Les turbopompes.....	55
V.2. Classification des pompes centrifuges.....	55
V.2.1. Suivant la forme de la roue	55
V.2.2. Suivant la forme du corps de la pompe	56
V.2.3. Suivant le nombre de roue	56

Sommaire

V.2.4. Suivant la position de son axe	56
V.3. Choix du type de la pompe	56
V.3.1. Choix de la pompe	56
V.3.2. Couplage des pompes	57
V.3.3. Couplage en série.....	57
V.3.4. Couplage en parallèle	57
V.4. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	58
V.4.1. Hauteur manométrique total (HMT).....	58
V.4.2. La vitesse de rotation.....	58
V.4.3. La puissance	58
V.4.3.1. La puissance absorbée par la pompe	58
V.4.3.2. La puissance hydraulique ou la puissance utile.....	59
V.4.3.3. Le rendement	59
V.4.4. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges.....	59
V.4.4.1. La courbe hauteur-débit ($H=f(Q)$)	59
V.4.4.2. La courbe du rendement-débit ($(\eta = f(Q))$):.....	59
V.4.4.3. La courbe des puissances absorbées-débit ($P_a=f(Q)$).....	59
V.4.5. Le point de fonctionnement de la pompe	60
V.5. Caractéristiques d'une conduite.....	60
V.5.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage	61
V.5.2. Régulation par étouffement (Le vannage)	61
V.5.3. Rognage de la roue	62
V.5.4. Variation de la vitesse de rotation	63
V.6. La cavitation	63
V.7. Notion du NPSH.....	64
V.7.1. Pour l'alimentation en charge.....	64
V.7.2. Pour une alimentation en dépression :.....	64
V.8. Choix du type de pompe de chaque tronçon.....	65
V.8.1. Tronçon station reprise Timzaghira vers le réservoir maala	65
V.8.1.1. Vérification de la cavitation de la pompe choisie.....	66
V.8.2. Tronçon station reprise maala vers le réservoir maala	66
V.8.2.1. Vérification de la cavitation	67
V.8.3. Tronçon forage imoula vers la station reprise maala.....	67
V.8.3.1. Vérification de la cavitation de la pompe choisie.....	68

Sommaire

Conclusion.....	68
Chapitre VI	
Protection des conduites	
<i>Introduction</i>	70
VI.1. Définition du coup de bélier	70
VI.2. Causes du coup de bélier	70
VI.3. Conséquences du coup de bélier	70
VI.4. Moyens de protection des installations	71
VI.4.1. Les Volants d'inertie	71
VI.4.2. Cheminée d'équilibre	71
VI.4.3. Les Réservoirs d'air.....	72
VI.4.4. Les ventouses	72
VI.4.5. Les Soupapes de décharge.....	73
VI.5. Etude du coup de bélier	74
VI.5.1. Calcul de la célérité d'onde	74
VI.5.1.1. Cas d'une fermeture brusque.....	74
VI.5.1.2. Cas d'une fermeture lente.....	75
VI.5.2. Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons	76
Conclusion.....	76
Chapitre VII	
Distribution	
Introduction	78
VII.1. Classification des réseaux de distribution.....	78
VII.1.1. Les réseaux ramifiés.....	78
VII.1.2. Les réseaux maillés	79
VII.1.3. Réseaux mixtes	80
VII.1.4. Réseau étagé.....	81
VII.2. Choix de la trace	81
VII.3. Choix des conduites de distribution	81
VII.4. Equipements et accessoires du réseau.....	81
VII.4.1. Les canalisations	81
VII.4.2. Organes accessoires	82
VII.4.2.1. Robinets vannes	82
VII.4.2.2. Bouches ou poteau d'incendie	82

Sommaire

VII.4.2.3. Clapets.....	82
VII.4.2.4. Ventouses	82
VII.4.2.5. Régulateurs de pression	82
VII.4.2.6. Robinets de vidange (décharge).....	82
VII.4.2.7. Pièces spéciales de raccord	83
VII.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	83
VII.6. Détermination les débits du réseau	83
VII.6.1. Le débit de point	83
VII.6.2. Débit spécifique	83
VII.6.3. Débit en route.....	84
VII.6.4. Débits aux nœuds	84
VII.7. Les pertes de charge.....	85
VII.7.1. Les pertes de charge singulieres Js.....	85
VII.8. La vitesse	85
VII.9. Calcul des pressions	86
VII.10. Calcul des débits en route et les débits aux des localités CNEP et MAALA	86
VII.10.1. Détermine le débit de route et le débit nœud pour chaque tronçon (CNEP):	86
VII.11. Modélisation et simulation du réseau	101
VII.11.1. Présentation du logiciel EPANET.....	101
VII.11.2. Utilisation du logiciel EPANET	102
VII.11.2.1. Au niveau des nœuds	103
VII.11.2.2. Au niveau des conduites	103
VII.11.2.3. Au niveau des réservoirs	103
VII.11.3. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET.....	103
VII.11.3.1. Les diamètres des tronçons et vitesses d'eau	104
VII.11.3.2. Les diamètres des tronçons et vitesses d'eau (CNEP)	104
Conclusion	121
Conclusion generale.....	122
Liste bibliographie.....	124
Annexes.....	127

Liste d'abréviation

a : célérité de l'onde (m/s).

A : l'Amortissement annuel.

BL : bilan en DA.

D : diamètre de la conduite (m).

D min: diamètre minimal de la conduite (m).

D1 : diamètre donné par BONNIN (m).

D2 : diamètre donné par BRESS (m).

e : épaisseur de la conduite (m).

E : l'énergie consommée par la pompe (KWH).

eu : prix unitaire de KWH fixé à (4,67 DA).

Fam : les frais d'amortissement (DA).

g : l'accélération de la pesanteur ($g=9,81$).

H' : hauteur au point homologue du point désire (m).

H0 : le point le plus haut de la conduite.

Hg : la hauteur géométrique en (m).

HL : perte de charge linéaires (m).

HMT : hauteur manométrique totale (m).

HT : perte de charge totale (m).

i : taux d'intérêt ($i=8\%$).

J : perte de charge (m/ml).

K : la rugosité absolue de la conduite.

K' : coefficient dépendant de la nature de la conduite.

Kf : coefficient de fuite.

L : longueur de la conduite (m).

N : la vitesse de rotation (tr/min).

n : nombre d'année séparant l'année de référence et celle de l'horizon

N' : la nouvelle vitesse de rotation (tr/min).

Ni : nombre d'habitants.

η : le rendement de la pompe (%).

P: prix de mètre linéaire de la conduite (DA/ml).

P0 : la population de l'année référence (2008).

Pa : la puissance absorbée par la pompe (KW).

Liste d'abréviation

PEHD : Polyéthylène haute densité.

PN : puissance nominale.

Pu: puissance hydraulique ou utile (W).

Q : le débit qui doit transiter dans la conduite (m^3/s).

R1 : réservoir 1.

R-max : Résidu maximale négatif

S : section de la conduite (m^2).

T : le taux d'accroissement annuel de la population en %, prise égale à 1,6 %.

V : vitesse d'écoulement (m/s).

V0 : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

VT : le volume total du réservoir (m^3).

Vu : volume utile de stockage du réservoir (m^3).

Dext : Diamètre extérieur (m).

Dint : Diamètre intérieur (m).

Dmax : Diamètre maximale de la conduite (m).

Fexp : Les frais d'exploitation (DA).

Hc : Caractéristique de la conduite.

Hd : Hauteur de dépression (m).

Hinc : La hauteur d'incendie (m).

Hr : Hauteur géométrique de refoulement (m).

Hs : Hauteur de surpression (m).

Hs : Perte de charge singulière (m).

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

Jref : Perte de charge au refoulement (m).

Jv : Perte de charge dans la vanne (m).

Kmax.h : Coefficient de variation horaire maximale.

Kmax.j : Coefficient d'irrégularité qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3.

Lij : La longueur du tronçon (i-j) (m).

NPSHd : La charge minimale disponible à l'aspiration.

NPSHr : La charge nette minimale requise à l'aspiration.

Liste d'abréviation

P_{max} : Le résidu maximal dans le réservoir en (%).

P_n : La population future a l'horizon considéré.

Q_c : Somme des débits localisé en nœud considéré (l/s).

Q_d : Le débit au point de fonctionnement désiré (m³/s).

Q_{dome} : Besoins domestique (m³/j).

Q_{equi} : Besoins d'équipement (m³/j).

Q_{maj.h} : Débit moyen majoré horaire (m³/h).

Q_{maj.j} : Débit majeure journalier en (m³/j).

Q_{max.h} : Débit maximum horaire (m³/h).

Q_{max.j} : Débit maximal journalier (m³/j).

Q_{min.j} : Débit minimale journalière (m³/j).

Q_n: Débit aux nœuds (l/s).

Q_p: Débit de pointe en (m³/j).

Q_s : Débit spécifique (l/s).

R + max : Résidu maximale positif

Re : Le nombre de REYNOLDS.

V_{inc} : Le volume d'incendie (**120m³**).

V_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s.

V_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5m/s.

π : 3,14

α max : coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort, il varie entre 1,2 et 1,4.

β max : coefficient qui dépend de nombre d'habitant.

γ : viscosité cinématique.

λ : coefficient de frottement de DRCY.

ρ : la masse volumique (kg/m³)

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau II.1: Estimation de la population de l'année 2052	9
Tableau II.2: Besoins domestiques de la zone d'étude.....	10
Tableau II.3: Besoins scolaire	10
Tableau II.4: Besoins domestiques de chaque secteur	11
Tableau II.5: Tableau de la consommation journalière majorée	12
Tableau II.6: Calcul des consommations maximale et minimale et minimale journalière .	13
Tableau II.7: Tableau des variations du coefficient β_{max}	15
Tableau II.8: Tableau coefficient d'irrégularité horaire maximale	15
Tableau II.9: Tableau des variations du coefficient β_{min}	16
Tableau II.10: Tableau Coefficient d'irrégularité horaire minimale	16
Tableau II.11: Présentation de la variation des débits minimal horaire	17
Tableau II.12: Variation des débits horaires (CNEP).....	18
Tableau II.13: Variation des débits horaires (malla)	20
Tableau III.1: Dimensionnement du réservoir MALLA	32
Tableau III.2: Dimensionnement du réservoir R(CENP)	33
Tableau IV.1: Caractéristiques des réservoirs de stockage	44
Tableau IV.2: Caractéristiques des stations de reprise.....	45
Tableau IV.3: Détermination de hauteur manométrique totale HMT	47
Tableau IV.4: Calcul des frais d'exploitation.....	47
Tableau IV.5: Calcul des frais d'amortissement	47
Tableau IV.6: Calcul du bilan général.....	48
Tableau IV.7: Détermination de hauteur manométrique totale HMT	49
Tableau IV.8: Calcul des frais d'exploitation.....	49
Tableau IV.9: Calcul des frais d'amortissement	49
Tableau IV.10: Calcul du bilan général.....	50
Tableau IV.11: Détermination de hauteur manométrique totale HMT	51
Tableau IV.12: Calcul des frais d'exploitation.....	51
Tableau IV.13: Calcul des frais d'amortissement	51
Tableau IV.14: Calcul du bilan général.....	52
Tableau IV.15: Calcul des pertes de charges totales du tronçon réservoirs MAALA- R CNEP	52
Tableau V.1: Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	65

Liste des tableaux

Tableau V.2: Caractéristiques de la conduite	65
Tableau V.3: Caractéristiques de la conduite	66
Tableau V.4: Caractéristiques de la conduite	67
Tableau VI.1: Les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon	76
Tableau VI.1: Les avantages et les inconvénients les réseaux ramifiés	79
Tableau VII.2: Les avantages et les inconvénients les réseaux maillés	80
Tableau VI.3: Les débits en nœud (CNEP)	87
Tableau VII.4: Détermination des débits diamètres, vitesses du réseau (suite)	105
Tableau VII.5: Détermination des débits les charges et les pressions du réseau.....	113

Liste des figures

Liste des figures

Figure I.1: Situation géographique de la rive droite de la commune de Sidi Aich	4
Figure I.2: Vue de dessus de la rive droite de la commune de Sidi Aish.....	5
Figure II.1: La consommation journalière en 2022	13
Figure II.2: La consommation journalière en 2052	14
Figure II.3: Variation des débits horaires de secteur CNEP	21
Figure II.4: Variation des débits horaires cumulés de secteur MALLA	22
Figure III.1: Schéma général d'un réservoir.....	27
Figure III.2: Adduction en chute libre	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.3: Adduction noyée	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.4: Conduite de distribution.....	28
Figure III.5: Trop plein et vidange	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.6: Conduite de by-pass	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.7: Système de deux prises	29
Figure III.8: Système à Siphon.....	29
Figure IV.1: Schéma de fonctionnement du réseau.....	46
Figure V.1: Pompes en série.....	57
Figure V.2: Pompe en parallèle	58
Figure V.3: Courbes caractéristiques des pompes et des conduites	60
Figure V.4: Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge	60
Figure V.5: Schéma d'installation d'une pompe en charge.....	64
Figure V.6: Courbes caractéristiques de la pompe de la station SR Timzaghira (PM 100/ 7 A).....	66
Figure V.7: Courbes caractéristiques de la pompe de la station SR Timzaghira (PM 100/ 2A).....	67
Figure V.8: Courbes caractéristiques de la pompe de la station SR Timzaghira (P8C/5/30/9A)	68
Figure VI.1: Cheminée d'équilibre	72
Figure VI.2: Une ventouse.....	73
Figure VI.3: Soupape de décharge	73
Figure VII.1: Schéma de réseau ramifié.....	78
Figure VII.2: Schéma de réseau maillé	79
Figure VII.3: Schéma de réseau mixte	80

Liste des figures

Figure VII.4: Environnement de travail sur EPanet	102
Figure VII.5: Réseau de distribution (rive droite de sidi aich) avant la simulation	104
Figure VII.6: Réseau de distribution (rive droite de sidi aich) après la simulation (vitesse)	104
Figure VII.7: Réseau de distribution (rive droite de sidi aich) après la simulation (pression)	113

Introducción General

Introduction Générale

L'eau est une ressource indispensable à la survie de l'homme et à sa santé. Le développement démographique galopant ainsi que l'intensification de l'industrie s'ajoutant à l'agriculture nécessite des besoins en eau qui augmentent sans cesse, ce qui oblige les gouvernements à mettre en place de multiples programmes afin d'y remédier à la situation.

L'Algérie comme tout autre pays possède des ressources en eau aussi bien celles qui coulent en surface, que celles renfermées dans les nappes souterraines.

Par ailleurs, l'alimentation en eau potable est une technique qui consiste au transport de l'eau à un débit généralement constant depuis le prélèvement dans le milieu naturel, jusqu'au robinet de l'abonné.

Ce travail consiste à étudier « Actualisation d'eau potable réseau de distribution de la rive droite de la commune de Sidi Aïch », et ceci après avoir conclu une convention entre un bureau de technique hydraulique et les autorités du conseil populaire communal de Sidi Aïch afin d'approvisionner en eau ladite.

Chapitre I
Présentation de site

Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet, l'étude est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données de base et la connaissance détaillée des lieux, comme la géologie et la topographie du site, qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation de travaux [2].

I.1. Présentation du site

I.1.1. Situation géographique

La rive droite de la commune de Sidi Aïch de la Soummam à une altitude d'environ 100 m NGA. Elle est à environ 45 kilomètres au Sud-Ouest du chef-lieu de la wilaya de Bejaïa et environ 220 kilomètres à l'est de la capitale. Actuellement elle est délimitée comme suit:

- Au nord par l'Oued Soummam.
- A l'ouest par l'Oued Soummam.
- A l'est par la commune de Timezrit.
- Au sud par la commune de M'cissna[2].

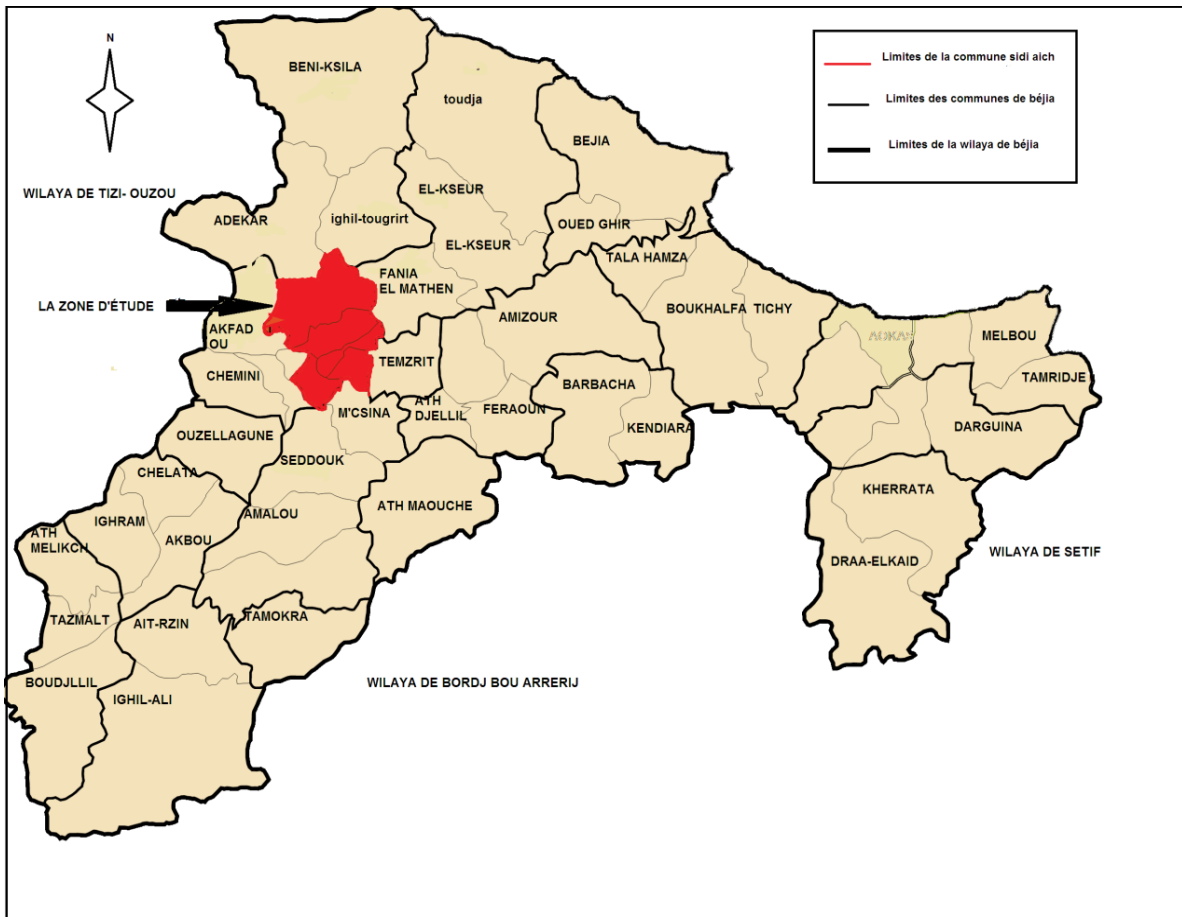


Figure I.1: Situation géographique de la rive droite de la commune de sidi aich

La superficie totale de la rive droite avoisine les 3, 7km². Sa population a atteint 5990 habitants (selon le recensement d'avril 2008), elle est éparpillée sur deux agglomérations principales qui sont: Maala, Timezeghra, ainsi les quartiers suivant: Cité CNEP, Escadron, La Mission, Cités (216, 20, 70, 31 LSP, 60 CILOC, 70 Sonelgaz, 04, 24, 18, 140)



Figure I.2: Vue de dessus du la rive droite de la commune de Sidi Aïch

I.1.2. Climat

La rive droite de la commune de Sidi Aïch possède un climat méditerranéen chaud avec été sec (Csa) selon la classification de Köppen-Geiger. Caractérisé par une saison humide de novembre à la mi-mai et une saison sèche du mi-mai à la mi-juin et des courtes périodes de sub sécheresse entre ces deux périodes principales. Sur l'année, la température moyenne à La rive droite de Sidi Aïch est de 17.8°C et les précipitations sont en moyenne de 733.1 mm[1]

A titre de comparaison à Alger, la température moyenne annuelle est de 19.7°C et les précipitations sont en moyenne de 672.3 mm

I.1.3. Hydrographie et Hydrogéologie

Le réseau hydrographique de La rive droite de la commune de Sidi Aïch est caractérisé par un réseau hydrographique dense, il est constitué principalement par l'oued

Soummam qui est alimenté à partir des petites cours d'eau qui prennent leurs ressources sur les hauteurs des montagnes et s'orientent vers l'oued Soummam.

La rive droite de la commune de Sidi Aïch est alimentée par un forage (tassifth imoula) et le barrage de TICHY HAF. L'achèvement des travaux du barrage de TICHY HAF et la mise en eau en mois Mars 2008, est d'un apport considérable pour la commune[8].

Conclusion

Dans ce chapitre on a donné une description de notre zone d'étude du point de vue géographique, topographique, hydrologique et climatique e ainsi sa situation hydrographique pour entamer la suite d'étude d'alimentation en eau potable de la rive droite de sidi aich.

Chapitre II
Estimations des besoins

Introduction

Notre étude a pour objectif l'alimentation en eau potable de la commune sidi aich. Ce chapitre consiste à estimer les besoins en eau et les variations du débit qui sont nécessaires pour le dimensionnement d'un réseau d'eau potable.

II.1. Estimation des besoins de l'eau

II.1.1. Evaluation de la population

D'après le service technique de l'APC de sidi aich, la population de la région étudiée (rive droite) est de 5990 habitants en 2022

II.1.2. Estimation de la population future

En utilisant la formule des intérêts composés, on peut calculer l'évolution démographique de la population à l'horizon de l'année 2052

$$P=p_0 (1+T)^n$$

Avec:

. **p**: population future à l'horizon d'étude(2052)

. **p₀**: population de l'année actuelle(2022)

. **n**: nombre d'années séparent l'horizon considéré

. **T**: Taux d'accroissement de la population moyen pris égale a 2.07%.**[2]**

II.1.3. Taux d'accroissement

Le taux d'accroissement de la population et l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée. Il indique le nombre de naissance et de décès enregistrés pendant la période et le nombre de personne qui sont émigrés**[2]**

Les résultats sont présents dans le tableau suivant :

Tableau II.1: Estimation de la population de l'année 2052

Année	2008	2022	2052
Nombre. hab.	4630	5990	11075

Evaluation des besoins en eau la population de la région d'étude :

II.2. La dotation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation en eau potable est généralement estimée en litre par jour par habitant, par carré de surface de végétaux, par mètre arbre. Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation ; c'est-à-dire la norme moyenne journalière de la consommation en litres par jour par usager qui dépend de certains critères dont les principaux suivants:

- Le niveau de vie de la population.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain.
- Les ressources existantes.

On opte dans notre étude pour une dotation de 150 litres/jour/habitant.

II.3. La consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière se détermine en tenant compte les différents types de consommations:

- Consommations domestiques.
- Consommations administratives.
- Consommations des établissements scolaires.
- Consommations sanitaires.

- Consommations des établissements socioculturels et sportifs.
- Consommations de l'équipement public

Cette consommation est donnée par la formule suivante:

$$Q_{\text{moy.j}} = \Sigma((q * Ni) / 1000)$$

Avec:

- $Q_{\text{moy.j}}$: consommation moyenne journalière
- q : dotation moyenne journalière en (l/j.hab.)
- N_i : Nombre de consommateurs

II.3.1. Besoin domestiques

Le calcul des besoins domestiques au d'eaux horizons est représenté dans le tableau:

Tableau II.2: Besoins domestiques de la zone d'étude

Année	Population	Dotation (l/j.hab)	Consommation (m ³ /j)	Consommation (l/s)
2022	5990	150	898.5	10, 225
2052	11075		1661.25	19, 227

II.3.2. Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont représentés dans le tableau Suivant :

Tableau II.3: Besoins scolaire

Etablissement	Nombre d'établissements	Effectifs totaux	Dotation (l/j/élève)	Débit moyen journalier (m ³ /j)	Débit moyen journalier (l/s)
Ecole primaire	3	540	10	5, 4	0.0625
CEM	2	960	20	19, 2	0, 22

Lycée	2	700	20	14	0,16
Total	7	2200	50	38,6	0,4425

Tableau II.4: Besoins total de chaque secteur

Secteur	Population 2022	Population 2052	Dotation(l/j)	Consommation(m3/j)
Cenp	3390	6268	150	940.2
Maala	2580	4770	150	715.5
Total	5970	11038	150	1655

II.4. Calcul les besoins moyens journalier

II.4.1. Majoration de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est majorée de 20%, pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, et pour combler les fuites qui sont dues, soit[9]:

- A la consommation non quantifiée (illégal).
- Aux fuites dans le réseau d'adduction.
- Type de tuyau.
- La qualité de l'entretien du réseau.
- Accidents éventuels.

Le débit moyen journalier majoré est calculé par la formule suivante:

$$Q_{\text{moy. j(majoré)}} = Q_{\text{moy. j}} \times 20\%$$

Avec:

- $Q_{\text{moy j(majoré)}}$: débit moyen journalier majoré ;
- $Q_{\text{moy j}}$: débit moyen journalier ;
- 20%: taux de majoration

Tableau II.5: Tableau de la consommation journalière majorée

Secteur	Année	Q _{moy. j} (m ³ /j)	Q _{moy. j majoré} (m ³ /j)
Cnep	2022	508, 5	610, 2
	2052	940.2	1128, 24
Malla	2022	387	464, 4
	2052	715.5	858, 6

II.4.2. Vitrification de la consommation journalière

II.4.2.1. Consommation maximal journalière

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{\text{max.j}}$) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages. Elle peut être obtenue par le rapport de la consommation maximale journalière a la consommation moyenne journalière.

$$K_{\text{max.j}} = (Q_{\text{max. j}})/(Q_{\text{moy. j}})$$

Avec: $k_{\text{max j}} \in [1, 1 - 1, 3]$, on prend $k_{\text{max j}} = 1, 3$

II.4.2.2. Consommation minimale journalière

Elle est définie a partir du coefficient minimale journalière qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{min,j} = (Q_{min,j}) / (Q_{moy,j})$$

Avec: $k_{min,j} \in [0,7 - 0,9]$, on prend $k_{min,j} = 0,9$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Les résultats des consommations maximales et minimales journalières sont représentés dans le tableau suivante:

Tableau II.6: Calcul des consommations maximale et minimale et minimale journalière

Localité	Année	Q _{moy.j majoré} (m ³ /j)	Q _{min.j} (m ³ /j)	Q _{max.j} (m ³ /j)
Cnep	2022	610, 2	549, 18	793, 26
	2052	1128, 24	1015, 416	1466, 71
Malla	2022	464, 4	417, 96	603, 72
	2052	858, 6	772, 74	1116, 18
Total		3061, 44	2755, 296	3979, 87

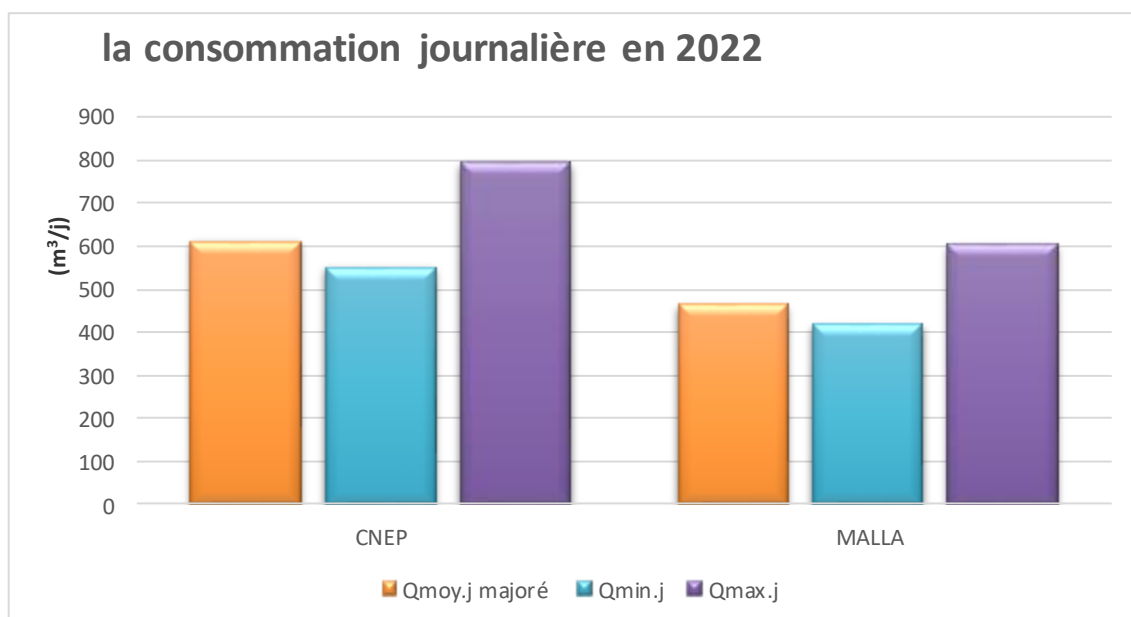


Figure II.1: La consommation journalière en 2022

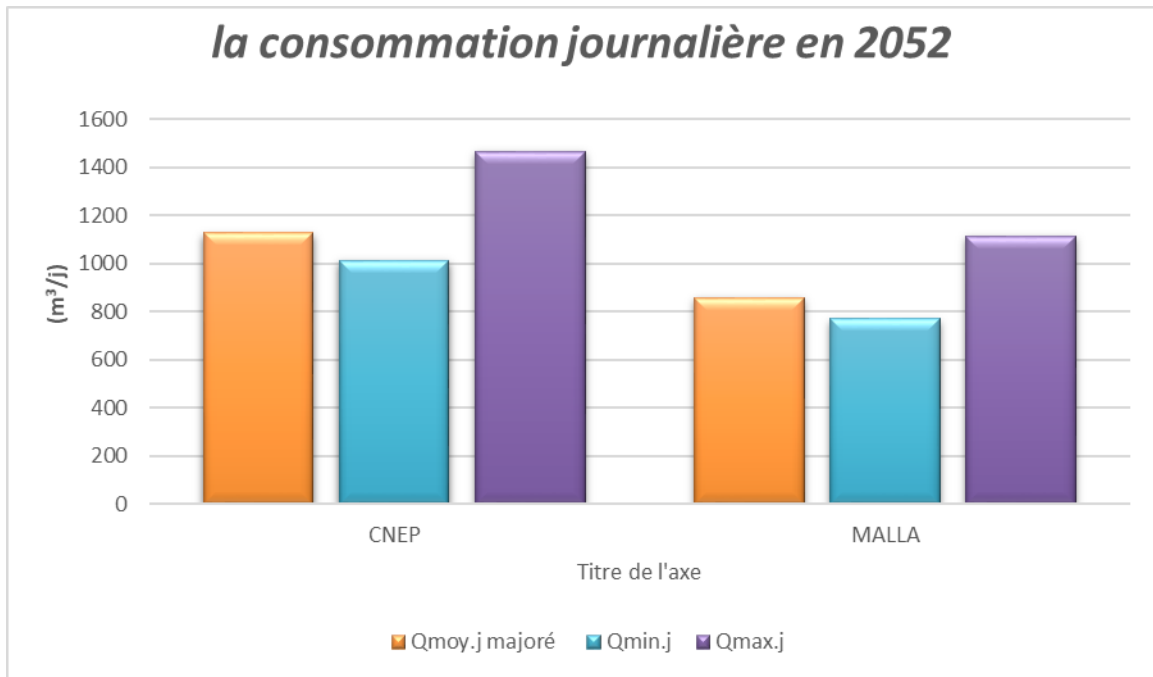


Figure II.2: La consommation journalière en 2052

II.5. Coefficient d'irrégularité horaire

II.5.1. Coefficient d'irrégularité horaire maximale

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire durant la journée il est déterminé par la formule suivante:

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}$$

Avec:

- **α_{\max}** : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1.2-1.4 ;
Dans notre cas on prend $\alpha_{\max}=1.3$
- **β_{\max}** : coefficient qui dépend du nombre d'habitant et sera déterminé par interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau suivant:

Tableau II.7: Tableau des variations du coefficient β_{max}

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

Pour le secteur CENP on a: $P_{2052} = 6268$ habitants d'où $\beta_{max} = 1.4$

Pour le secteur MAALA on a: $P_{2052} = 4770$ habitants d'où $\beta_{max} = 1.5$

Tableau II.8: Tableau coefficient d'irrégularité horaire maximale

Secteur	Nombre d'habitant	Amax	Bmax	Kmax.h
CENP	6268	1.3	1.4	1.82
MAALA	4770	1.3	1.5	1.95

II.5.2. Coefficient d'irrégularité horaire minimale

Ce coefficient permet de déterminer de débit minimum horaire qui nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue pression dans ce dernier:

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

Avec:

- α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie entre 0.4 ÷ 0.6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0.5$

- β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de population. Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitant:

Tableau II.9: Tableau des variations du coefficient β_{min}

Nombre d'habitant $\times 10^3$	1.0	1.5	2.5	4.0	6.0	10	20	30	50	100
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

Pour le secteur **CNEP** on a: $P_{2052} = 6268$ habitants d'où $\beta_{min} = 0,25$

Pour le secteur **MALLA** on a: $P_{2052} = 4770$ habitants d'où $\beta_{min} = 0.4$

Tableau II.10: Tableau Coefficient d'irrégularité horaire minimale

Secteur	Nombre d'habitant	α_{min}	β_{min}	Kmin.h
CNEP	6268	0.5	0.25	0,125
MAALA	4770	0,5	0,4	0,2

Débit moyen horaire:

Le débit moyen horaire est utile pour le dimensionnement des prises d'eau et des stations de traitements. Il est donné par la relation suivante:

$$Q_{moy. h} = Q_{max. j} / 24$$

Avec:

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

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

Donc:

Pour le secteur **CNEP** on a: $Q_{max. j} = 1466,71(m^3/j)$. d'où $Q_{moy, h} = 61,11(m^3/h)$.

Pour le secteur **MALLA** on a: $Q_{max. j} = 1116,18(m^3/j)$. d'où $Q_{moy, h} = 46,51(m^3/h)$.

II.6. Les débits horaire

II.6.1. Débit minimal horaire

Ce débit a une importance sur la détermination de l'épaisseur de la canalisation, et sur la Détermination des fuites, il est déterminé par la relation suivante: [10]

$$Q_{\min h} = Q_{\text{moy. h}} \times K_{\min h}$$

Avec:

$Q_{\min h}$: Débit minimal horaire (m³/h).

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

$K_{\min h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

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

Tableau II.11: Présentation de la variation des débits minimal horaire

Localité	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min.h}$	$Q_{\min.h}$ (m ³ /h)
CNEP	0.5	0.25	0, 125	54, 51
MALLA	0, 5	0, 4	0, 2	9, 3

II.6.2. Débit maximal horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante:

$$Q_{\max h} = Q_{\text{moy h}} * K_{\max h}$$

Avec:

$Q_{\max h}$: Débit maximal horaire (m³/h).

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

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

II.7. Evaluation de la consommation par tranche horaire

Le débit horaire d'une agglomération est lié directement à l'importance et le nombre de ses habitants. On trouve dans (l'annexe 1) la répartition horaire du débit maximale journalier dans les heures de la journée, en fonction de nombre des habitants.

II.8. Consommation en eau par tranche pour l'horizon 2052

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante:

$$Q_h = P * Q_{max,j}/100$$

Avec:

Q h: Débit horaire (m3/h).

Q max.j: débit maximal journalier (m3/h).

P: pourcentage horaire.

Le tableau suivant résume la répartition horaire du débit pour l'horizon actuel:

Tableau II.12: Variation des débits horaires (CNEP)

Heure	Qmax.j		Qmax.j cumulé	
	H	%	m ³ /h	m ³ /h
00-01		0, 9	13, 20039	13, 20039
01-02		0, 9	13, 20039	26, 40078
02-03		0, 9	13, 20039	39, 60117
03-04		1, 0	14, 6671	54, 26827
04-05		1, 35	19, 800585	74, 068855
05-06		3, 85	56, 468335	130, 53719
06-07		5, 2	76, 26892	206, 80611
07-08		6, 2	90, 93602	297, 74213
08-09		5, 5	80, 66905	378, 41118

Tableau II.13: suite variation des débits horaires (CNEP)

Heure	Qmax.j		Qmax.j cumulé	
09-10	5, 85	85, 802535	31, 65	464, 213715
10-11	5	73, 3355	36, 65	537, 549215
11-12	6, 5	95, 33615	43, 15	632, 885365
12-13	7, 5	110, 00325	50, 65	742, 888615
13-14	6, 7	98, 26957	57, 35	841, 158185
14-15	5, 35	78, 468985	62, 7	919, 62717
15-16	4, 65	68, 202015	67, 35	987, 829185
16-17	4, 5	66, 00195	71, 85	1053, 83114
17 -18	5, 5	80, 66905	77, 35	1134, 50019
18 -19	6, 3	92, 40273	83, 65	1226, 90292
19 -20	5, 35	78, 468985	89	1305, 3719
20 -21	5	73, 3355	94	1378, 7074
21- 22	3	44, 0013	97	1422, 7087
22 -23	2	29, 3342	99	1452, 0429
23- 24	1	14, 6671	100	1466, 71
TOTAL	100	1466, 71		

Tableau II.14: Variation des débits horaires (malla)

Heure	Qmax.j		Qmax.j cumulé	
h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
00-01	0,85	9,48753	0,85	9,48753
01-02	0,85	9,48753	1,7	18,97506
02-03	0,85	9,48753	2,55	28,46259
03-04	1,00	11,1618	3,55	39,62439
04-05	2,70	30,13686	6,25	69,76125
05-06	4,70	52,46046	10,95	122,22171
06-07	5,35	59,71563	16,3	181,93734
07-08	5,85	65,29653	22,15	247,23387
08-09	4,50	50,2281	26,65	297,46197
09-10	4,20	46,87956	30,85	344,34153
10-11	5,50	61,3899	36,35	405,73143
11-12	7,50	83,7135	43,85	489,44493
12-13	7,90	88,17822	51,75	577,62315
13-14	6,35	70,87743	58,1	648,50058
14-15	5,20	58,04136	63,3	706,54194
15-16	4,80	53,57664	68,1	760,11858
16-17	4,00	44,6472	72,1	804,76578
17-18	4,50	50,2281	76,6	854,99388
18-19	6,20	69,20316	82,8	924,19704
19-20	5,70	63,62226	88,5	987,8193
20-21	5,50	61,3899	94	1049,2092

Tableau II.15: suite variation des débits horaires (malla)

Heure	Qmax.j		Qmax.j cumulé	
21- 22	3, 00	33, 4854	97	1082, 6946
22 -23	2, 00	22, 3236	99	1105, 0182
23- 24	1, 00	11, 1618	100	1116, 18
TOTAL	100	1116, 18		

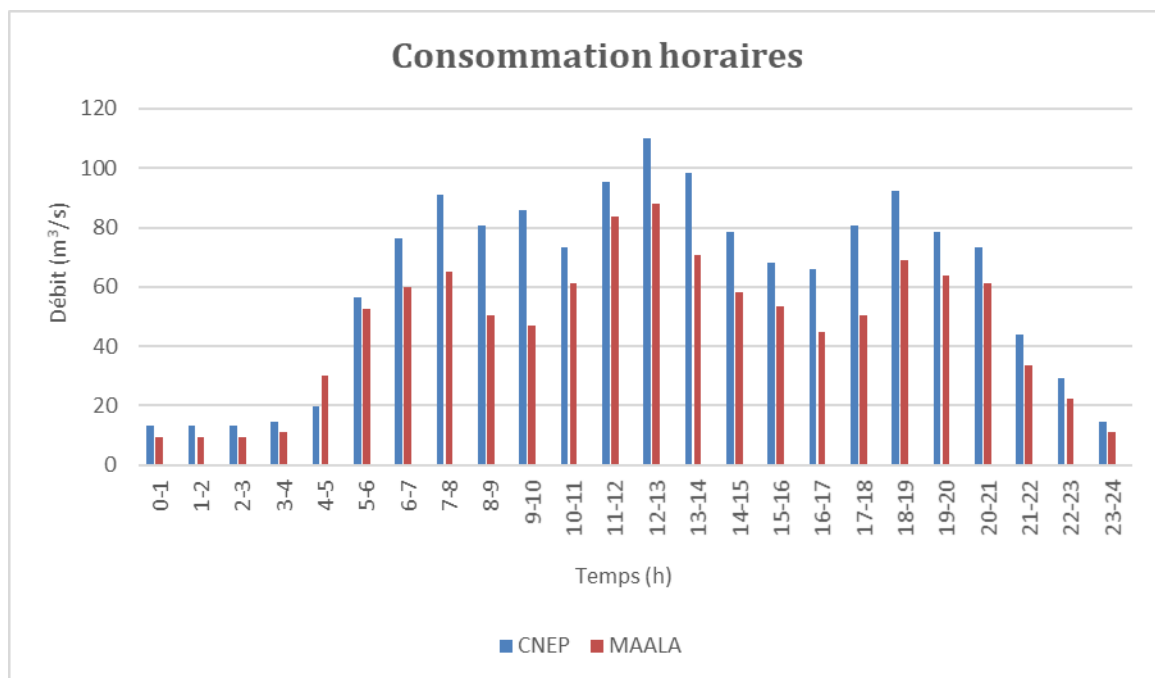


Figure II.3: Variation des débits horaires de secteur CNEP

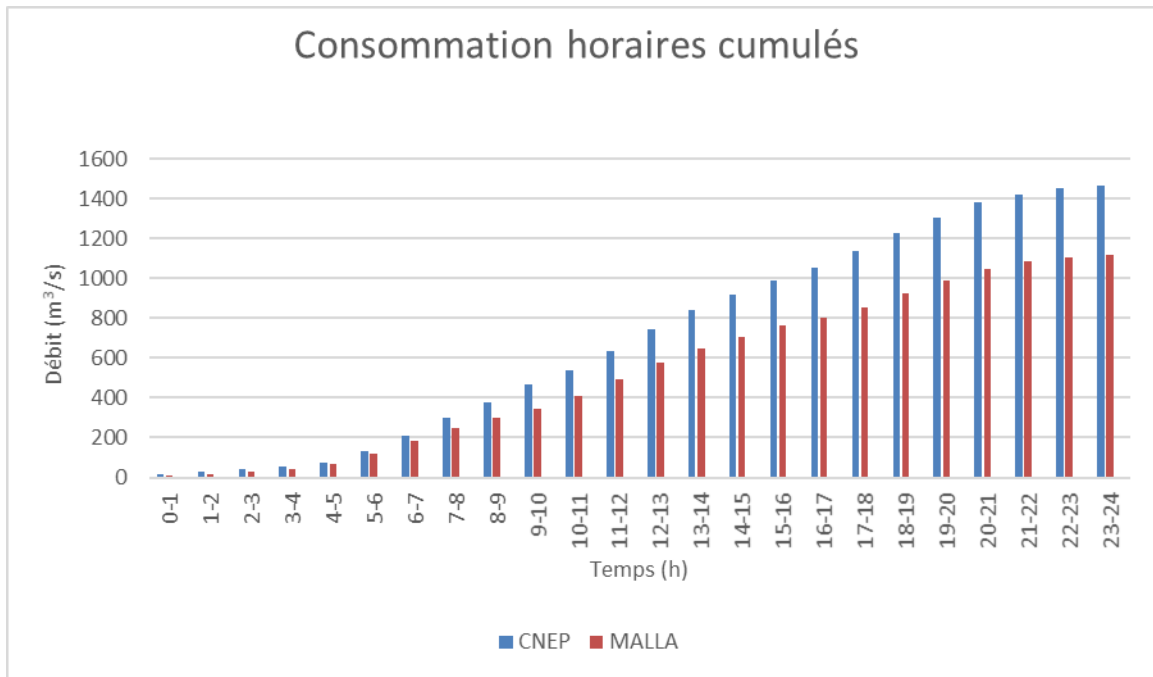


Figure II.4: Variation des débits horaires cumulés de secteur MALLA

conclusion

Lors de ce chapitre, nous avons estimé les besoins en eau de la zone d'étude (la rive droite de sidi aiche), nous avons trouvé les débits maximums journaliers des unités d'agglomération actuels (2022), et long terme (2052), qui sont:

- Cnep: $Q_{\max,j 2022} = 793, 26(m3/j) = 9, 81(l/s)$
 $Q_{\max,j2052}=1466, 71(m3/j)$
- Malla: $Q_{\max,j 2022} = 603, 72 (m3/j) = 6, 987 (l/s)$
 $Q_{\max,j2052}=1116, 18(m3/j) =$

A Partir de ces débits estimés on peut passer à l'étape suivante qui est l'étude des réservoirs.

Chapitre III
Les réservoirs

Introduction

Dans ce chapitre on va faire l'étude des réservoirs nécessaire pour satisfaire les besoins en eau qu'on a estimée dans le chapitre précédent.

III.1. Définition de réservoir

Un réservoir est un ouvrage de stockage de l'eau, c'est un équipement très important dans un réseau d'alimentation en eau qui est destiné à l'usage domestique ou industriel. Cette importance correspond au fait qu'il représente un intermédiaire entre le réseau d'adduction et le réseau de distribution et contribue à améliorer les conditions de distribution de l'eau et à en sécuriser l'alimentation. Il permet aussi de lisser les points de la demande en eau au cours de la journée.

III.2. Rôle des réservoirs

Le rôle de réservoirs est énuméré ci-dessous: [4]

III.2.1. Rôle de régulateur et accumulateur

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égaux au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé

III.2.2. Augmentation des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points les plus éloignés.

III.2.3. Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe)

III.2.4. Utilité pour briser la charge

SI le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

III.2.5. Assure la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas ;

- Un réservoir à part qui emmagasine le réservoir d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du cout de réalisation de cette variante.
- La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation

On ajoute aussi:

- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe
- Régulariser le fonctionnement de la pompe,
- Régularisé la pression dans le réseau de distribution,
- Coordonner régime d'adduction au régime de distribution,
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étage,
- Jouer le rôle de relais.

III.3. Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème à résoudre, car il doit tenir compte des confédérations suivantes :

- Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent
- Latitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Le site de réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable
- La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement de même que géologie.
- Il doit construit sur des terrains stables et solides.

III.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés comme suit:

D'après la nature des matériaux, on distingue:

- Les réservoirs en béton, ordinaire ou précontraint.

III.5. Choix du type de réservoir

Nous savons qu'il existe des réservoirs enterrés, semi-enterrés, sur sol ou surélevé dit châteaux d'eau, le choix sera bien entendu une question d'espace pour chaque cas. Cependant, à chaque fois que cela sera possible, il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi-enterré ou au plus élévation au-dessus du sol avec radier largement enterrer, pour les motifs suivants:

- L'étude architecturale est simplifiée ;
- L'étanchéité est facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;
- Les frais de terrassement sont moins onéreux.

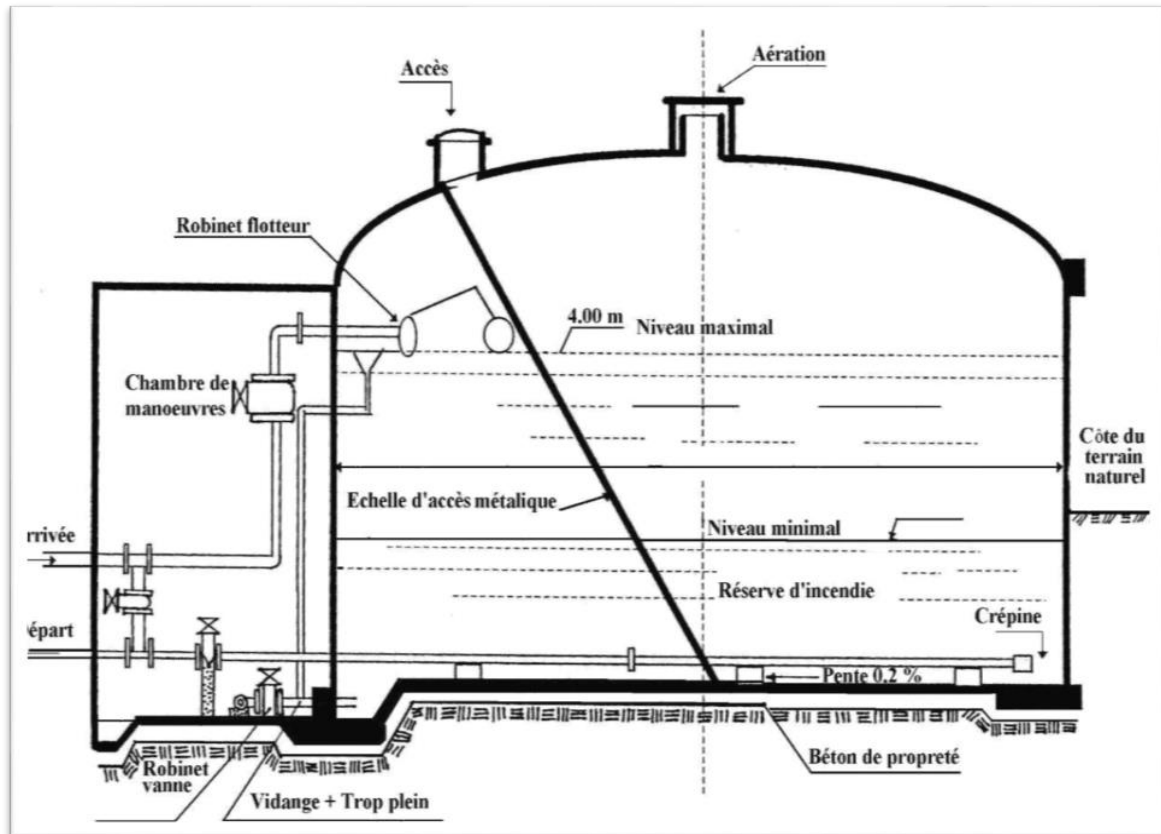


Figure III.1: Schéma général d'un réservoir

III.6. Les équipements des réservoirs

Les réservoirs sont dotés de plusieurs équipements, dont on cite essentiellement : [4]

III.6.1. Conduite d'adduction

L'adduction s'effectue soit par surverse (8), avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité reste toujours noyée

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer dès que l'eau atteint, dans la cuve, le niveau maximum ; cette obturation se réalise grâce à un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, ou par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

III.6.2. Conduite de distribution

La conduite de distribution est installée à l'opposé de la conduite d'arrivée et d'environ de 15 à 20 cm au-dessus du radier pour éviter toute pénétration de boues.

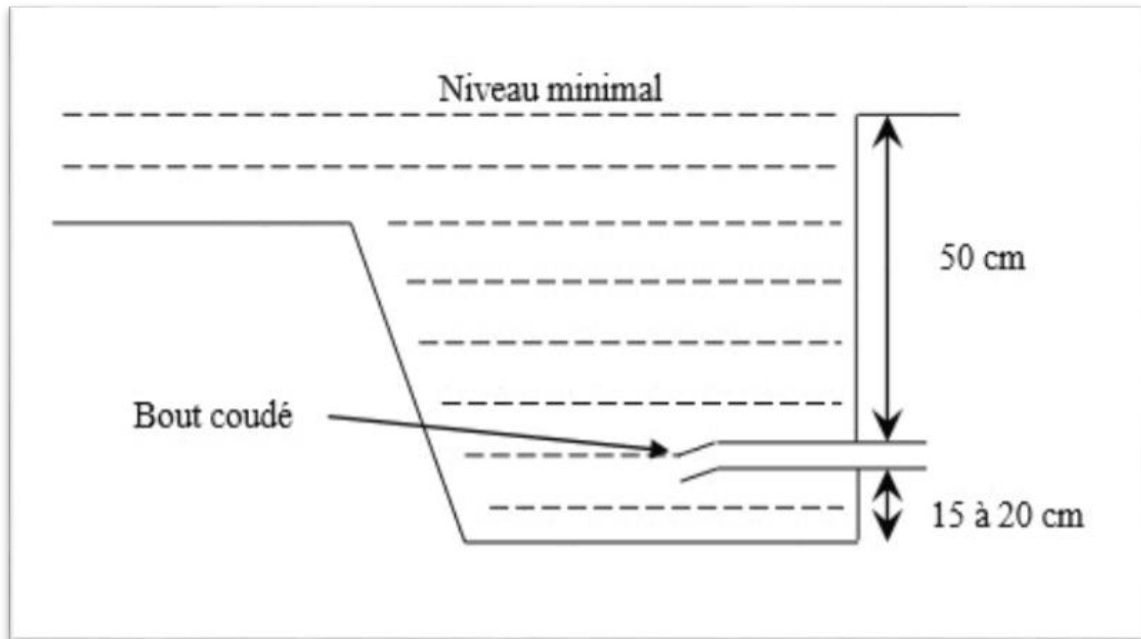


Figure III.4: Conduite de distribution

III.6.3. Conduite trop pleine

IL est destiné à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir lorsque le niveau dans celui-ci atteint sa limite maximale en cas de panne dans le système d'arrêt de la pompe (défaut d'automatisation).

III.6.4. Conduite de vidange

Elle part du point bas du réservoir pour évacuer les dépôts et se raccorde sur la canalisation du trop plein

III.6.5. Conduite de by-pass

C'est une façon de relier la conduite d'adduction à la conduite de distribution (7), elle trouve son efficacité lors d'indisponibilité ou de travaux de réparation et de nettoyage dans l réservoir.

III.7. Matérialisation de la réserve d'incendie:

Pour conserver la réserve destinée à lutter contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, on distingue deux types de distripassions:

III.7.1. Système à deux prises

En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte. En cas d'incendie, 1 est ouverte.

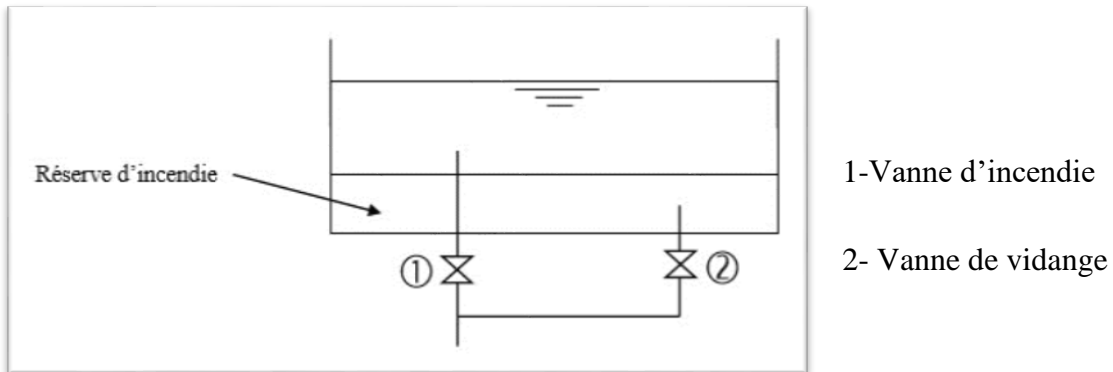


Figure III.7: Système de deux prises

III.7.2. Système à siphon

- En régime normal : Les vannes (1) et (3) sont ouvertes et la vanne (2) est fermée.
- En cas d'incendie: La vanne (1) est fermée et (2) ouverte.

Notre choix se reportera sur le système à siphon qui assure le renouvellement de la réserve d'eau et d'éviter ainsi le phénomène de stagnation.

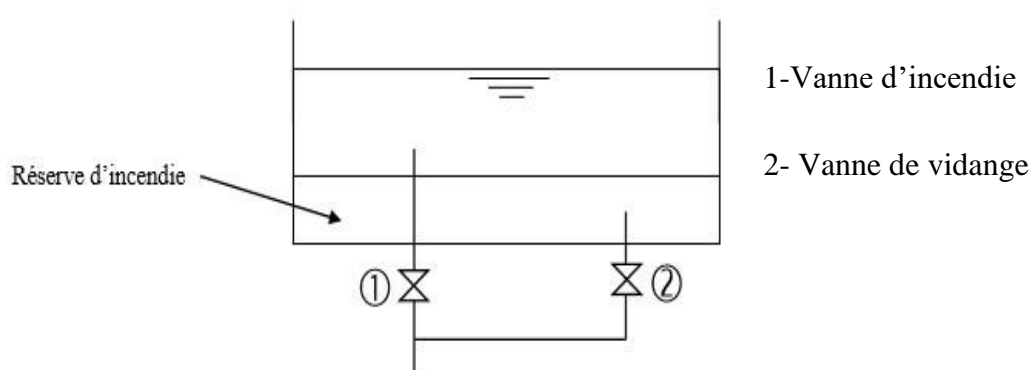


Figure III.8: Système à Siphon

III.8. Capacité du réservoir

III.8.1. Détermination de la valeur de (p%)

La distributions du débit journalier sur les heures de jour est déterminée par la variation du coefficient de variation horaire ($k_{max, h}$), le débit de pompage est réparti sur 20h le long de la journée, on détermine la différence entre le l'apport et la destruction pour

chaque heure de la journée alors on aura un surplus ou un déficit. Sera le pourcentage de volume de stockage (P%). Le volume total du réservoir est donné par la formule suivant:

[4]

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}}$$

V_t : volume totale

V_{inc} : volume incendie 120 (m³)

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant des apports et de la consommation journalière de l'agglomération. Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes:

- Méthode analytique.
- Méthode graphique

III.8.1.1. Méthode analytique

La capacité du réservoir est déterminée à partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

La répartition des débits d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20 heures dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation des pannes éventuelles et d'entretien au niveau de la station de pompage.

Le volume maximal de stockage du réservoir pour la consommation est déterminé par la formule suivante:

$$V_{\max} = P\% * (Q_{\max.j}) / 100$$

Avec:

V_{\max} : Volume maximale de stockage (m³)

$Q_{\max.j}$: consommation maximale journalière (m³/j)

P%: Résidu maximal dans le réservoir (%)

III.8.1.2. Méthode graphique

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients de variation horaire de la consommation, et de la courbe de l'apport total apports.

On trace sur un même graphe, les courbes cumulées des débits d'apport et de consommation en fonction du temps

Le volume de stockage du réservoir est obtenu en sommant, en valeur absolue, les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

$$\Delta v = |\Delta V^+| + |\Delta V^-|$$

Dimensionnement des stations de reprises

Les stations de reprises jouent le rôle de transit, leur dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. On optera pour des stations de reprises circulaires, le temps de stockage sera d'un quart d'heure (1/4 heure).

Le volume est calculé d'après la formule suivante:

$$V_{sr} = Q_{maxj} * T$$

Où:

V_{sr} : volume de la station de reprise (m³)

Q_{maxj} : Débit entrant dans la station (m³/h)

T: temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge

III.8.2. Détermination de la capacité des réservoirs rive droite

III.8.2.1. Dimensionnement du réservoir R(Malla)

Le réservoir Malla est alimenté par refoulement à partir de la station de reprise Malla est la station reprise Timzeghra, il assuré la distribution vers le Quartier Maala et une adduction gravitaire vers le réservoir Cnep, avec $K_{\max,h}=1,95$ et

$$Q_{\max,j}=2582,89(\text{m}^3/\text{j}).$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci –dessous

Tableau III.1: Dimensionnement du réservoir MALLA

Heures	Apports (%)	Adduction gravitaire (%)	Distribution (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	0,96	0,65	1,61	3,39		3,39
1-2	5	0,96	0,65	1,61	3,39	-	6,78
2-3	5	0,96	0,65	1,61	3,39	-	10,17
3-4	5	0,96	0,76	1,72	3,28	-	13,45
4-5	5	0,96	2,07	3,03	1,97	-	15,42
5-6	5	0,96	3,61	4,57	0,43	-	15,85
6-7	5	0,96	4,11	5,07	-	-0,07	15,78
7-8	5	0,96	4,50	5,46	-	-0,46	15,32
8-9	5	0,96	3,46	4,42	0,58	-	15,9
9-10	5	0,96	3,23	4,19	0,81	-	16,71
10-11	5	0,96	4,23	5,19	-	-0,19	16,52
11-12	5	0,96	5,77	6,73	-	-1,73	14,79
12-13	5	0,96	6,07	7,03	-	-2,03	12,76
13-14	5	0,96	4,88	5,84	-	-0,84	11,92
14-15	5	0,96	4	4,96	0,04	-	11,96
15-16	5	0,96	3,69	4,65	0,35	-	12,21
16-17	5	0,96	3,07	4,03	0,97		13,15
17-18	5	0,96	3,46	4,42	0,58	-	13,73
18-19	5	0,96	4,77	5,73	-	-0,73	13
19-20	5	0,96	4,38	5,34	-	-0,34	12,66

20-21	0	0,96	4,23	5,19	-	-5,19	7,47
21-22	0	0,96	2,3	3,26	-	-3,26	4,21
22-23	0	0,96	1,53	2,49	-	-2,49	1,72
23-24	0	0,96	0,76	1,72	-	-1,72	0
Total	100	23,04	76,83	100		0	

D'après le tableau de la répartition horaire de l'apport et de la consommation, on a $P=16,71\%$

Le débit journalier de consommation maximale est de $2582,89 \text{ (m}^3\text{/J)}$, ce débit sera pompé pendant 20h.

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max,j} / 100 = \frac{16,71 * 2582,89}{100} = 431,60 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 431,60 + 120 = 551,60 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Malla et de (500 m^3), peut face à la demande future de l'agglomération

III.8.2.2. Dimensionnement du réservoir R (Cnep)

Le réservoir Cnep est alimenté par gravitaire à partir du réservoir Maala, il assuré la distribution vers le Quartier r mission, et cites (216, 20, 70, 31 LSP, 60), avec

$$K_{\max,h} = 1,82 \text{ et } Q_{\max,j} = 1466,71 \text{ (m}^3\text{/j)}.$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.2: Dimensionnement du réservoir R(CENP)

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	0,9	4,1	-	4,1
1-2	5	0,9	4,1	-	8,2
2-3	5	0,9	4,1	-	12,3
3-4	5	1,0	4	-	16,3
4-5	5	1,35	3,65	-	19,95

5-6	5	3,85	1,15	-	21,1
6-7	5	5,2	-	-0,2	20,9
7-8	5	6,2	-	-1,2	19,7
8-9	5	5,5	-	-0,5	19,2
9-10	5	5,85	-	-0,85	18,35
10-11	5	5	0	0	18,35
11-12	5	6,5	-	-1,5	16,85
12-13	5	7,5	-	-2,5	14,35
13-14	5	6,7	-	-1,7	12,65
14-15	5	5,35	-	-0,5	12,3
15-16	5	4,65	0,35	-	12,65
16-17	5	4,5	0,5	-	13,15
17-18	5	5,5	-	-0,5	12,65
18-19	5	6,3	-	-1,3	11,35
19-20	5	-	-	-0,35	11
20-21	0	5	-	-5	6
21-22	0	3	-	-3	3
22-23	0	2	-	-2	1
23-24	0	1	-	-1	0
Total	100	100		0	

D'après le tableau de la répartition horaire de l'apport et de la consommation, on a $P=21,1\%$

Le débit journalier de consommation maximale est de $1116,18(m^3/J)$, ce débit sera pompé pendant 20h.

$$V_{\max}=P\% * Q_{\max,j}/100 = \frac{21,1 * 1116,18}{100} = 235,52 \text{ m}^3$$

$$V_t=V_{\max}+ V_{\text{inc}}= 235,52+120 = 355,52 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Malla et de (500 m^3) , peut face à la demande future de l'agglomération.

Conclusion

Cette partie de l'étude nous a permis de titrer les dimensions des ouvrages de Stockage (Réservoir) et de transits (station de reprise).

La capacité des réservoirs dimensionnés au niveau de la zone d'étude est de 500 m³, alors que les volumes régularise d'après les calculs est estime a $VR_{cneq} = 335.52 \text{ m}^3$, $V_{Rmaala} = 306.51 \text{ m}^3$.

Chapitre IV
Adduction

Introduction

L'adduction est le transport de l'eau sur de longues distance, du point de prélèvement jusqu'aux réservoirs de stockage ou de distribution.

IV.1. Les types d'adduction

IV.1.1. Adduction gravitative

L'adduction est dite gravitaire lorsque la source est située en altitude par rapport au site à alimenter .la force de déplacement de l'eau est l'énergie potentielle. Le débit transitant est modulé, permanent, commandé par l'aval. [4]

IV.1.2. Adduction par refoulement

L'adduction est dite par refoulement lorsque le déplacement de l'eau est assuré par une pompe. Le débit transité est alors discontinu, variable dépendant du débit de pompage. Il est commandé par l'amont avec la mise en marche des pompes. [4]

IV.2. Choix du tracé

Le tracé exige les conditions suivantes : [3]

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car le cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter
- Il y un lieu de concevoir un tracé en plan, avec des courbes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreint ne nous suivra pas facilement les accotements de la route.

IV.3. Choix du type des conduites

Pour faire le choix du type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [4]:

- Le diamètre.
- Les pressions exigées.
- Les conditions d'installation.
- Les prix unitaires de pose de l'adduction.
- La disponibilité sur le marché (production locale).
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très fiable).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

Parmi les matériaux utilisés dans l'alimentation en eau potable, on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polythène) à haute densité PEHD ou basse densité PEBD. Dans notre cas on a opté pour les conduites en PEHD, vu les nombreux avantages qu'elles présentent :

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité. Facilité de soudage par électrocoction ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.
- Bonne propriété hydraulique.
- Bonne résistance chimique.
- Longue durabilité.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Son élasticité lors du phénomène transitoire.
- Coût faible du PEHD.

IV.4. Etude technico-économique des conduites

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation

Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s. Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont : [5]

- Le débit.
- Le diamètre.
- La vitesse.
- Les pertes de charge.
- Les pertes de charge

IV.5. Calcul du diamètre économique de la conduite

Pour les conduites de refoulement : on utilise les deux formules suivantes :

- Formule de BONNIN : $-D1 = \sqrt{Q}$
- Formule de BRESS : $-D2 = 1.5 * \sqrt{Q}$

Avec :

- D1 : Diamètre minimum de la conduite (m) ;
- D2 : Diamètre maximum de la conduite (m)
- Q : Débit transitant dans la conduite (m³/s)

Pour les conduites gravitaires : le diamètre est déterminé avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est compris entre V_{\min} et V_{\max} :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}}$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}}$$

Avec :

- V_{\min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s ;
- V_{\max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s ;
- D_{\min} : Le diamètre minimal de la conduite (m) ;
- D : Le diamètre maximal de la conduite (m) ;

- Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m³/s).

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs qui est le plus économique.

IV.6. Calcule la vitesse

La vitesse se calcul selon la formule suivante : [13]

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

- V : la vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- Q : débit véhiculé dans la conduite (m³/s) ;
- D : diamètre de la conduite (m).

IV.7. Calcul des pertes de charges

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours, dues au frottement des particules du liquide entre elles, ou avec les parois de la conduite. On distingue :

- Les pertes de charge linéaires qui correspondent aux frottements de l'eau contre les parois de la tuyauterie, elles peuvent être calculées ou tirées à partir d'un abaque. Elles sont exprimées en (m/m) et varient avec le débit qui transite dans l'adduction ;
- Les pertes de charge singulières qui correspondent à la présence d'un obstacle particulier, coude, vanne ... etc. Elles sont généralement données par le constructeur et exprimées en (m / m)

IV.7.1. Les pertes de charge linéaires

Elles sont données par la formule de Darcy - Weisbbach : [6]

$$J_L = \frac{\lambda L V^2}{2 g D}$$

Avec :

J_L : Perte de charge linéaire (m / m) ;

V : vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)

g : Accélération de la pesanteur (9.81 m / s²) ;

L : longueur de la conduite

λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

IV.7.1.1. Calcul du coefficient de pert de charge

IV.7.1.1.1. Régime transitoire

Formule de COOL Brook : [6]

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \log [2,51/(Re\sqrt{\lambda}) + k/(3,17 \times D)]$$

IV.7.1.1.2. Régime turbulent rugueux

Formule de NIKURADZI : [6]

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \times \ln K/D)^{-2}$$

Avec :

- K : Rugosité absolue (mm).
- Re : Nombre de Reynolds qui est calculé comme suit :

$$Re = V \times D / \nu$$

ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = 0,0178 / (1 + 0,0337t + 0,000221t^2)$$

T : Température de l'eau en degré, à T = 20 ° C : $\nu = 0,01$ stocks = 106 m²/s.

IV.7.1.2. Les pertes de charge singulières

Elles sont provoquées par les coudes, les vannes, les clapets ..., etc. Elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte ductile : [6]

$$J_s = 0.15 \times J_l$$

IV.7.1.3. Les pertes de charge totales

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$J_t = J_l + J_s$$

$$J_t = 0,15 \times J_l + J_l$$

$$J_t = 1,15 \times J_l$$

IV.8. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement.

$$HMT = H_g + J_t$$

HMT : Hauteur manométrique totale ;

H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau ;

J_t : Perte de charge totale.

IV.9. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée d'après la formule suivante : [14]

$$P_a = (g \times HMT \times Q) / \eta$$

Avec

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW)

η : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 75 %)

IV.10. Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la formule suivante : [14]

$$E = P_a \times T_p \times 365$$

Avec

E : énergie consommée pendant une année (KWh)

t : Nombre d'heures de pompage par jour

P : Puissance absorbée par la pompe (KW)

IV.11. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit : [14]

$$F_{\text{exp}} = E \times e'$$

Avec :

E : Energie consommée par la pompe (kwh) /

e' : Prix unitaire du Kwh, fixé par la SONELGAZ (4.67 DA). [3]

IV.12. Frais d'amortissement

Ils sont donnés par la formule suivante : [14]

$$F_{\text{am}} = P_u \times L \times A$$

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.

$$A = i / ((i + 1)^n - 1) + i$$

Avec:

i : Taux d'intérêt annuel (annuité), $i = 8 \%$;

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

$$A = 0.08 / ((0,008+1)^{30} - 1) + 0,008 = 0,089 = 8,9\%$$

$$A = 8,9\%$$

IV.13. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante : [14]

$$B_L = F_{exp} + F_{am}$$

Avec :

BL : Le bilan

F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA)

F_{am} : Les frais d'amortissement (DA)

IV.14. Structure du réseau

Le réseau d'AEP de la Rive Droite de la commune de Sidi Aïch dessert 02 agglomérations principales.

Le réseau est alimenté par 2 sources : [2]

- Le forage de l'oued Imoula avec un débit de 50 l/s.
- Le piquage sur la conduite DN 1200 venant du barrage Tichy Haft avec un débit de 15 l/s.

Le réseau est composé de deux réservoirs de stockage et deux stations de reprise.

IV.14.1. Caractéristiques des réservoirs de stockage

Tableau IV.1: Caractéristiques des réservoirs de stockage

Nom de l'ouvrage	Capacité (m3)	Côte radier (mNGA)	Côte de trop plain (mNGA)
Réservoir Maala II	500	292.94	298.09
Réservoir CNEP	500	205.53	208.73

Tableau IV.2: Caractéristiques des stations de reprise

Nom de la station	Hauteur manométrique totale HMT (m)	Capacité de la bêche (m3)
Station de reprise Temezghra	197	150
Station de reprise Maala I	82	50

IV.14.2. Fonctionnement du réseau

Le réseau est alimenté par le réservoir MAALA II et celui de la citée CNEP. Le réservoir MAALA II est alimenté soit par le forage Oued IMOULA par l'intermédiaire de la station de reprise MAALA I, soit par la station de pompage TIMZEGHRA, qui reçoit les eaux du barrage de TICHY HAFT grâce à un piquage réalisé sur la conduite d'adduction, et qui peut aussi recevoir les eaux des réservoirs IMADALOU (Rive gauche) par une conduite DN 250 en Acier qui assure le transit.

Cette conduite, joue double rôle : [2]

- Quand il ya une rupture de production de la station de traitement (barrage TICHY HAFT) et une rupture de production du forage Oued IMOULA, cette conduite assure le transit gravitaire vers la station de pompage de TIMZEGHRA.
- Quand il ya une rupture de production de la station de traitement (barrage TICHY HAFT) et une rupture de production du forage AGHERNOUZ (Rive gauche), cette conduite assure le transit par refoulement vers le réservoir IMADALOU.
- Le réservoir MAALA II alimente : Réservoir CNEP, Quartier Maala, (Zhun 1,2), citée CNEP, ESCADRON.
- Le réservoir CNEP alimente : Quartier mission, Aissani, cites (216, 20, 70, 31 LSP, 60 SILOC, 70 Sonelgaz, EPLF, 04, 24, 18, 140) logts, [2]

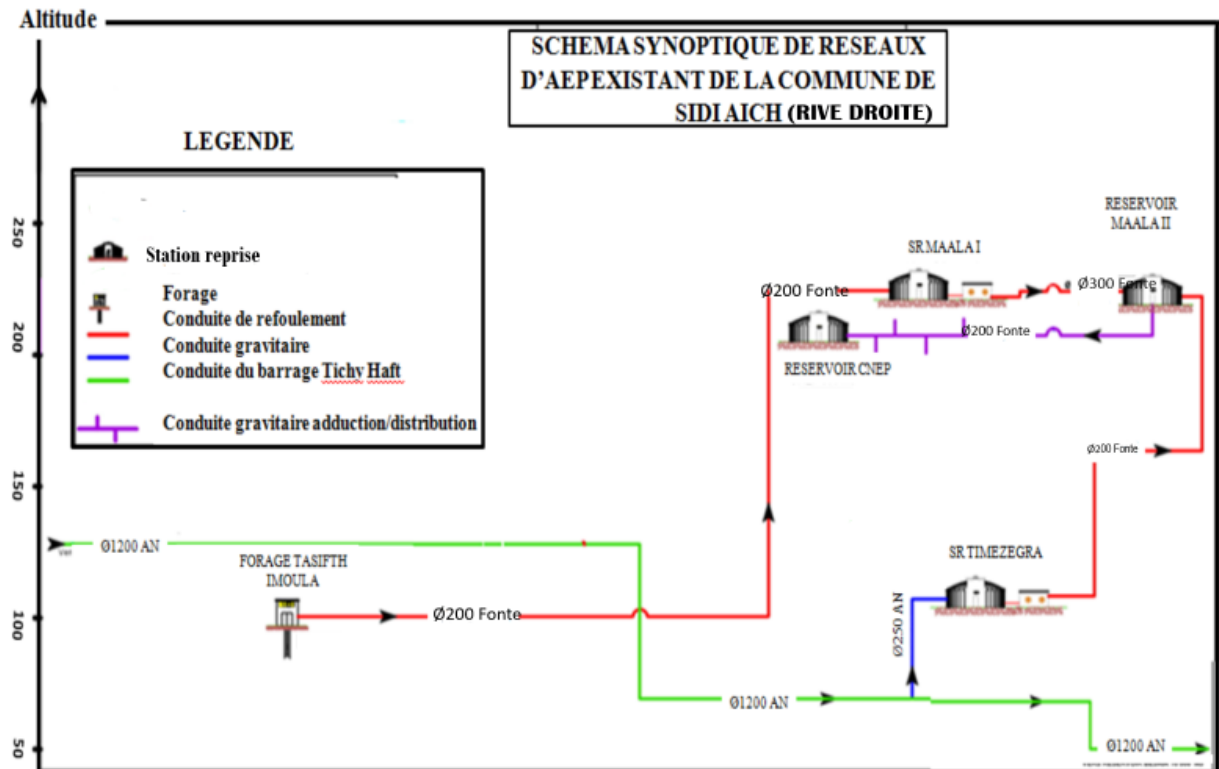


Figure IV.1: Schéma optique du réseau

IV.15. Dimensionnement des différents tronçons de l’adduction

IV.15.1. Tronçon station la station de repris de TIMZEGHRA vers le réservoir MALLA par Refoulement

IV.15.1.1. Caractéristiques du tronçon

- Débit : $Q = 0,04 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 1120 \text{ m}$
- Cote du radier SP : $C_{sp} = 192.94 \text{ m}$ (départ)
- Cote du trop - plein de R1 : $C_{\text{réservoir}} = 243.24\text{m}$ (arrivée)
- $H_g = \text{Cote du trop - plein de R1} - \text{Cote du radier SP} = 5(\text{m})$

IV.15.1.2. Calcul du diamètre

- $D_{\text{BONNIN}} = 0.1 \text{ m}$
- $D_{\text{BRESS}} = 0.15 \text{ m}$

Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD sont : 150 ; 200

IV.15.1.3. Calcul de la HMT

Les calculs sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3: Détermination de hauteur manométrique totale HMT

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Hl (m)	Hs (m)	Ht (m)	HMT (m)
0.2	0.04	1.27	254777,07	2089.5	0,520318768	449.6178	89.9236	539,5414	613,6814
0.25	0.04	0.81	203821,656	2089.5	0,40041607	114.1215	22.8543	136,0557	210,1957
0.3	0.04	0.56	169851,38	2089.5	0,330875602	37.6515	7.5303	45,1818	119,3218

IV.15.1.4. Calcul des frais d'exploitation

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Calcul des frais d'exploitation

D (m)	Pa (kw)	E (kwh)	E (DA/kw)	Fexp (DA)
0.2	321,0781252	2343870,314	4.67	10945874,37
0.25	109,9743905	802813,051	4.67	3749136,948
0.3	62,4291783	455733,0016	4.67	2128273,117

IV.15.1.5. Calcul des frais d'amortissement

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA/ml)	L(m)	A	Fam (DA)
0.2	4940	2089.5	0.10185	1051331,74
0.25	5980	2089.5	0.10185	1272664,738
0.3	8840	2089.5	0.10185	1881330,483

IV.15.1.6. Calcul du bilan

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: Calcul du bilan général

D (m)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
0.2	10945874,37	1051331,74	11997206,11
0.25	3749136,948	1272664,738	5021801,686
0.3	2128273,117	1881330,483	4009603,600

D'après le bilan le diamètre économique est celui de **300 mm**, avec un bilan minimal de **4009603,600 DA** et une vitesse de **0,56 m/s**

IV.15.2. Tronçon forage vers la station repris malla de Refoulement

IV.15.2.1. Caractéristiques du tronçon

- Débit : $Q = 0,03\text{m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 1130\text{ m}$
- Cote du radier SP : $C_f = 129,5\text{m}$ (départ)
- Cote du trop - plein de R1 : $C_{sp} = 162,02\text{ m}$ (arrivée)
- **Hg = Cote du trop - plein de R1 - Cote du radier SP = 32,52m**

IV.15.2.2. Calcul du diamètre

$$D_{\text{BONNIN}} = 0,1\text{m}$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0,2\text{m}$$

Les diamètres extérieurs normalisés pour le FONT sont : 100 ;150 et 200 et

IV.15.2.3. Calcul de la HMT

Les calculs sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.7: Détermination de hauteur manométrique totale HMT

<i>D (m)</i>	<i>V(m/s)</i>	<i>Re</i>	Λ	<i>J_L (m)</i>	<i>J_s (m)</i>	<i>J_t (m)</i>	<i>HMT(m)</i>
0,1	3,82	382165,60	1,62572384	863,24653	86.324653	949.57118	16442,5985
0,15	1,69	254777,07	0,77436398	112.63938	11.263938	123.90376	1061,84550
0,2	0,95	191082,80	0,52026378	18.817769	1.881769	20.69953	196,630927

IV.15.2.4. Calcul des frais d'exploitation

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8: Calcul des frais d'exploitation

D (m)	Pa (kw)	E (kwh)	E (DA/kw)	Fexp (DA)
0.1	6452,075655	47100152,28	4,67	219957711,2
0.15	416,661768	3041677,91	4,67	14204634,82
0.2	77,15797601	563253,2249	4,67	2630392,56

IV.15.2.5. Calcul des frais d'amortissement

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9: Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA/ml)	A	Fam (DA)
0.1	6881,37	0,089	728441,324
0.15	1116,05	0,089	1176711,931
0.2	17335,76	0,089	1835111,899

IV.15.2.6. Calcul du bilan

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10: Calcul du bilan général

D (m)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
0.1	219957711,2	728441,324	2630392,56
0.15	14204634,82	1176711,931	1835111,899
0.2	2630392,56	1835111,899	4465504,459

D'après le bilan le diamètre économique est celui de **200 mm**, avec un bilan minimal de **4599277,543DA** et une vitesse de **0.95m/s**.

IV.15.3. Tronçon station la station de reprise de Maala vers le réservoir MALLA par Refoulement

IV.15.3.1. Caractéristiques du tronçon :

- Débit : $Q = 0,04 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 975,5 \text{ m}$
- Cote du radier SP : $C_{sp} = 182,02 \text{ m}$ (départ)
- Cote du trop - plein de R1 : $C_{\text{réservoir}} = 248,28\text{m}$ (arrivée)
- $H_g = \text{Cote du trop - plein de R1} - \text{Cote du radier SP} = \mathbf{81,22\text{m}}$

IV.15.3.2. Calcul du diamètre

$$D_{\text{BONNIN}} = 0.2$$

$$D_{\text{BRESS}} = 0.3$$

Les diamètres extérieurs normalisés pour le FONT sont : 200 ; 250 et 300

IV.15.3.3. Calcul de la HMT

Les calculs sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.11: Détermination de hauteur manométrique totale HMT

D(m)	V(m/s)	Re	Λ	J _L (m)	J _s (m)	J _t (m)	HMT(m)
0.2	1.27	254777.0701	0,520233185	29.82065	2.982065	32.802715	374,7604214
0.25	0.81	203821.6561	0,4004512	12.21756	1.221756	13.439316	181,2442268
0.3	0.56	169851.38	0,330951022	4.4364332	0.44364332	4.8800765	137,6665172

Calcul des frais d'exploitation

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12: Calcul des frais d'exploitation

D (m)	Q192.94 (m ³ /s)	Pa (kw)	E (kwh)	E (DA/kw)	F _{exp} (DA)
0.2	0.04	177,8406209	1298236,533	4.67	6062764,608
0.25	0.04	76,6383224	559459,7535	4.67	2612677,049
0.3	0.04	53,83280968	392979,5106	4.67	1835214,315

IV.15.3.4. Calcul des frais d'amortissement

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13: Calcul des frais d'amortissement

D (m)	Pu (DA/ml)	A	F _{am} (DA)
0.2	6881,37	0.089	645927,6165
0.25	1116,05	0.089	1043420,668
0.3	17335,76	0.089	1627240,816

IV.15.3.5. Calcul du bilan

Les calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.14: Calcul du bilan général

D (m)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
0.2	6062764,608	645927,6165	6708692,225
0.25	2612677,049	1043420,668	3656097,717
0.3	1835214,315	1627240,816	3462455,131

D’après le bilan le diamètre économique est celui de **300 mm**, avec un bilan minimal de **3462455,131DA** une vitesse de **0.56 m/s**.

IV.15.4. Tronçon réservoir Maala vers le réservoir Cnep Par gravitaire

IV.15.4.1. Caractéristiques du tronçon

- Débit : $Q = 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 820 \text{ m}$
- Cote du radier R_{CNEP} : $C_{sp} = 218,73\text{m}$ (départ)
- Cote du trop - plein de R_{Maala} : $C = 298,09$ (arrivée)
- **H_g = Cote du trop - plein de R_{Maala} - Cote du radier R_{CNEP} = 89,36 m**

IV.15.4.2. Calcul du diamètre

$D_{\min} = 0.13$

$D_{\max} = 0.35$

Les diamètres extérieurs normalisés pour le PEHD sont : 140 ; 250 et 315

IV.15.4.3. Calcul de la HMT

Les calculs sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.15: Calcul des pertes de charges totales du tronçon réservoirs MAALA-R CNEP

Q (m ³)	L (m)	D _{ext}	e	D _{int}	V	Re	λ	ΔH _t	H _g
---------------------	-------	------------------	---	------------------	---	----	---	-----------------	----------------

		(m)	(mm)	(m)					
0.02	820	0.14	12.7	0.1146	1.94	222324	0.095411	65.47	89.63
0.02	820	0.25	22.7	0.2046	0.61	124806	0.101438	6.88	89.63
0.02	820	0.315	28.6	0.2578	0.4	103120	0.089719	1.17	89.63

On optera pour un diamètre de 114.6 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 65.47$ m qui inférieure à $H_g = 89.63$ m

Après ces études, nous pouvons créer ce dessin qui montre comment fonctionnement du réseau:

Conclusion

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, et après avoir dimensionné les conduites d'adduction, il est nécessaire de choisir les pompes adéquates qui répondent aux conditions de refoulement ; ce qui l'objectif du chapitre suivant.

Chapitre V

Pompe

Introduction

On appelle pompe tout appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression, pour le refouler vers une région à plus grande pression. Son rôle est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique, sous forme de pression.

V.1. Classification des pompes

Selon les modes de déplacement des liquides à l'intérieur des pompes, on peut distinguer deux types de pompes : [15]

V.1.1. Les pompes volumétriques

Leurs principes de fonctionnement consistent à déplacer des volumes élémentaires de utilisées pour de grandes pressions de refoulement. Le déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement se fait par un mouvement de translation, rotation ou mixe.

V.1.2. Les 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.

Et les turbopompes se subdivisent en :

- Pompe centrifuge ;
- Pompe hélice ;
- Pompe hélico-centrifuge.
- Pompe volumétrique ;
- Pompe à piston.

V.2. Classification des pompes centrifuges

Les pompes centrifuges sont caractérisées par : [15]

V.2.1. Suivant la forme de la roue

- Pompes centrifuges radiales ;
- Pompes centrifuges axial.

V.2.2. Suivant la forme du corps de la pompe

- Pompe à volute ou colimaçon ;
- À diffuseur circulaire ou type burine.

V.2.3. Suivant le nombre de roue

- Monocellulaire : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau ;
- Multicellulaire : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres

V.2.4. Suivant la position de son axe

- Pompe à axe horizontal ;
- Pompe à axe vertical.

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 couteux et présentent un bon rendement.

V.3. Choix du type de la pompe

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir : [4]

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale ;
- Avoir un bon rendement et une puissance absorbée minimale ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Avoir la vitesse de rotation la plus élevée ;
- Réduire l'encombrement de façon à répondre à la construction économique.

Pour la station de reprise, le choix se portera sur une pompe centrifuge à axe horizontal.

V.3.1. Choix de la pompe

Le choix de la pompe doit tenir compte de certains paramètres, à savoir :

- Le débit à refouler
- La hauteur manométrique totale
- La puissance absorbée et le rendement

- La vitesse de rotation
- Le cout et le type de la pompe

V.3.2. Couplage des pompes

Il peut s'effectuer en série ou en parallèle.

V.3.3. Couplage en série

Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent Figure V.1.

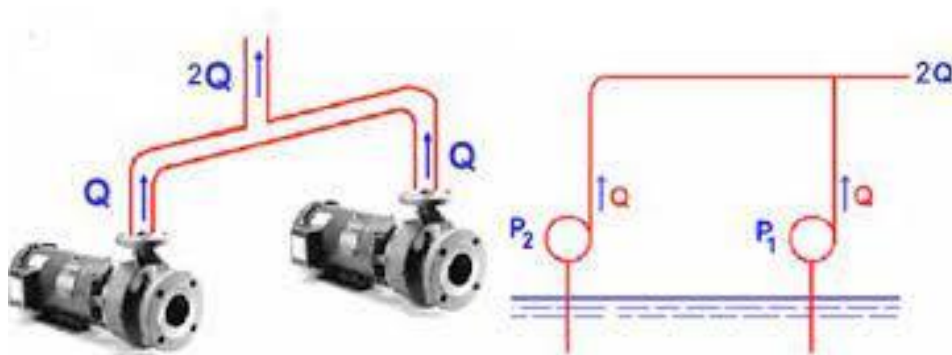


Figure V.1: Pompes en série

V.3.4. Couplage en parallèle

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun. Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

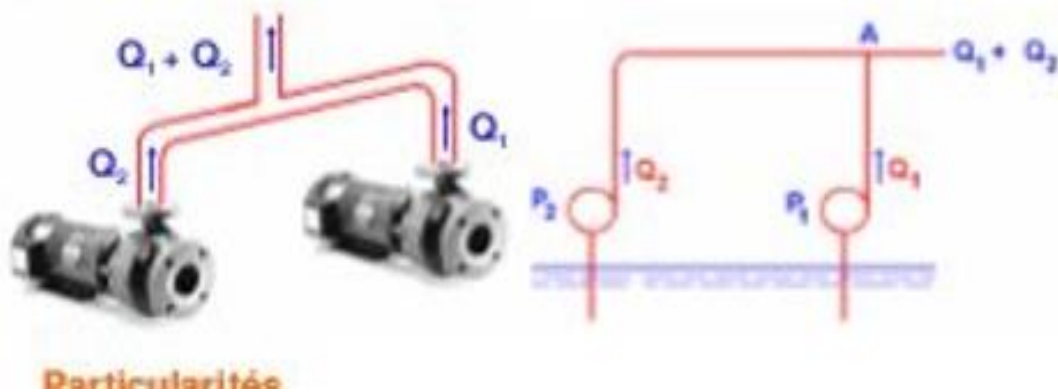


Figure V.2: Pompe en parallèle

V.4. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

V.4.1. Hauteur manométrique total (HMT)

C'est l'indication d'un manomètre différentiel placé entre les brides d'entrée et de la sortie de la pompe (augmentation de la pression que la pompe peut communiquer au fluide). Elle est calculée comme suit

$$HMT = H_g + J_{asp} + J_{ref}$$

Avec :

- HMT : Hauteur manométrique total en (m)
- H_g : Hauteur géométrique en (m)
- J_{asp} : Perte de charge d'aspiration en (m)
- J_{ref} : Perte de charge de refoulement en (m)

V.4.2. La vitesse de rotation

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps

V.4.3. La puissance

On distingue deux types de puissance :

V.4.3.1. La puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Cette puissance est donnée par la loi suivante : Avec

$$P_a = \frac{H_{mt} \times g \times Q}{\eta}$$

Avec :

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW)

Q : Débit refoulé par la pompe (m^3 / s) ;

η : Rendement de la pompe en %.

V.4.3.2. La puissance hydraulique ou la puissance utile

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, notée P_u :

$$P_u = P_h = g \times H_{mt} + Q$$

V.4.3.3. Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile p_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η

$$\eta = \frac{P_u}{P_a}$$

V.4.4. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Ces courbes servent à caractériser les pompes centrifuges et à exprimer ses performances. [4]

Pour une vitesse de rotation donnée, on distingue trois types de courbes :

V.4.4.1. La courbe hauteur-débit ($H=f(Q)$)

Elle exprime les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.

V.4.4.2. La courbe du rendement-débit ($(\eta = f(Q))$) :

Elles présentant la valeur du rendement en fonction du débit. Cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit.

V.4.4.3. La courbe des puissances absorbées-débit ($P_a=f(Q)$)

Elles représentent la variation de la puissance absorbée par la pompe en fonction du débit.

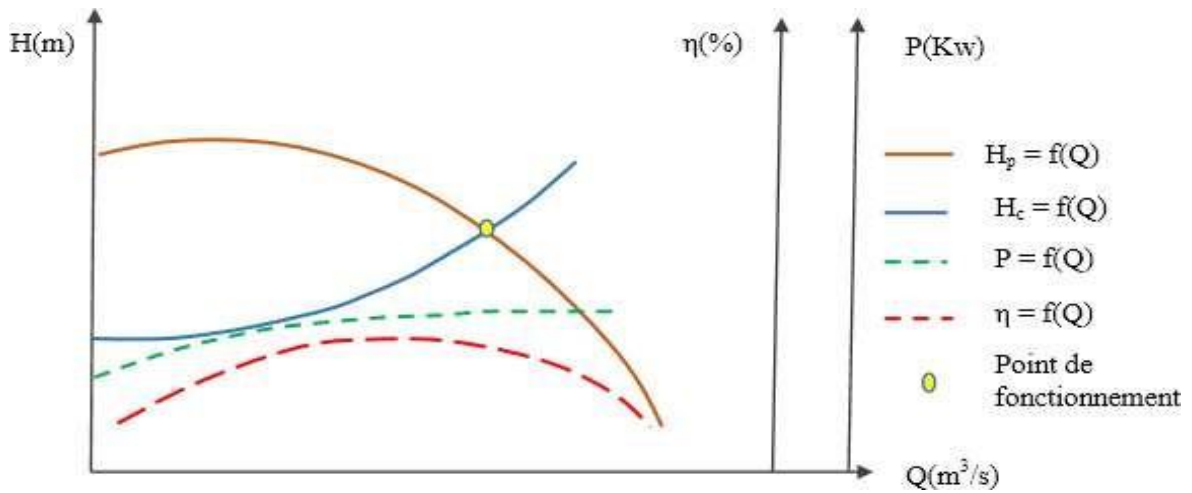


Figure V.3: Courbes caractéristiques des pompes et des conduites

V.4.5. Le point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d’une pompe est défini comme étant le point d’intersection de la courbe ($H = f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite ($H_c = f(Q)$) qui sont représentés dans la figure V.4 ; et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal. [4]

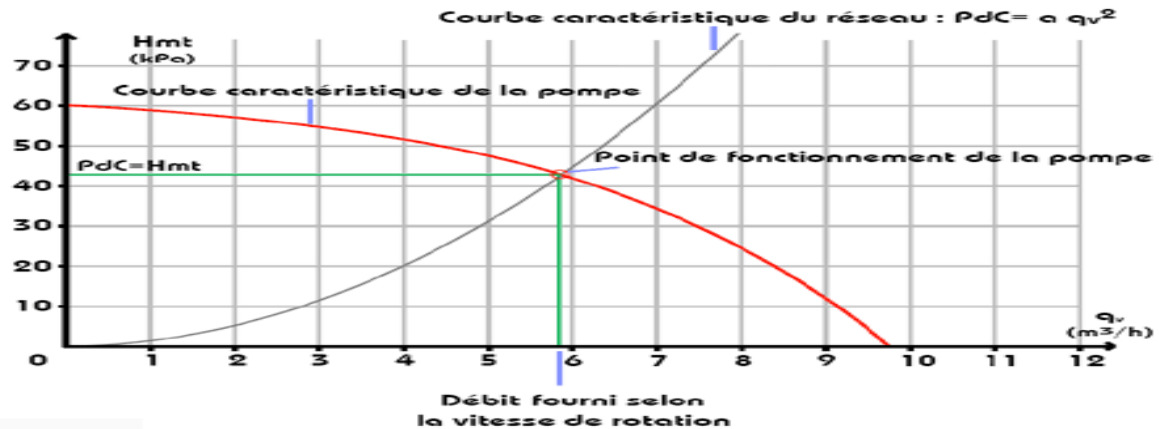


Figure V.4: Point de fonctionnement d’une pompe centrifuge

Point de fonctionnement d’une pompe centrifuge

V.5. Caractéristiques d’une conduite

On appelle courbe de réseau (conduite) le tracé des pertes de charge et de variations de pression et d’élévation en fonction du débit. La courbe caractéristique du réseau est définie suivant l’équation suivante :

$$Hc = Hg + \alpha Q^2$$

Avec :

Hg : Hauteur géométrique (m) ;

αQ^2 : Perte de charge au point considéré (m) ;

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

V.5.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant.

$$Q_2 * T_2 = T_1 * Q_1$$

D'où :

$$T_2 = T_1 * Q_1 / Q_2$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \times Q \times Hmt}{\eta}$$

Avec :

Pa : Puissance absorbée en (KW) ;

Q : Débit à refouler en (m³/s) ;

Hmt : Hauteur manométrique total (m) ;

η : Rendement de la pompe en %.

V.5.2. Régulation par étouffement (Le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_1 . La puissance absorbée sera :

$$Pa = (g * Q_1 * H^{\wedge}) / \eta$$

Avec :

$$H' = H_1 + h_v$$

Où :

H' : la distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m) ;

h_v : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;

η : Le rendement

V.5.3. Rognage de la roue

Le rognage de la roue consiste à la réduction du diamètre de celle - ci tout en gardant la même vitesse de rotation, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré. Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

Avec :

$$m = D_1/D_2 = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{0.5} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{0.5}$$

m : Coefficient de rognage ;

D_1 : Diamètre de la roue avant rognage ;

D_2 : Diamètre de la roue après rognage .

Donc, le nouveau diamètre (D_2) sera :

$$D_2 = D_1/m$$

Par conséquent, le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m (\%)$$

V.5.4. Variation de la vitesse de rotation

C'est une méthode qui fait varier la vitesse de rotation, la diminution de celle-ci entraîne la diminution du débit et par la même occasion la diminution de la puissance absorbée. On cherche alors la vitesse N' , donc on trace une parabole d'équation $H = a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point P1 et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point homologue p3 (Q_3, H_3). [4]

$$N' = N \times (Q_1/Q_3)$$

V.6. La cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide. La formation des poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe, provoque d'importantes perturbations, bruits dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraîne la modification des caractéristiques hydraulique (rendement, hauteur d'élévation,) et provoque l'érosion des matériaux au niveau de la pompe. Pour que la pompe fonctionne normalement (sans perturbation), il faut que la pression absolue P_a à son entrée soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise (NPSHr). [3]

$$\mathbf{NPSHr = P_0/g \times \rho + H_v}$$

Où :

$P_0/g \times \rho$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m) ;

H_v : Tension de vapeur en m pour une température de 20° C.

h_v : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température ;

Le NPSH requis dépend uniquement de la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

La condition de non cavitation se traduit par variation de la condition suivante :

$$\mathbf{NPSHd > NPSHr}$$

NPSH_d : Charge nette d'aspiration disponible ;

NPSH_r : Charge nette d'aspiration requise par le constructeur

Deux cas sont possible (voir les figures suivant) :

V.7. Notion du NPSH

V.7.1. Pour l'alimentation en charge

$$\text{NPSH} = \frac{P_0}{\rho g} + H_a - (J_a + h_v)$$

Avec :

$\frac{P_0}{\rho g}$: (Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;

Le schéma de la figure ci-après représente une installation d'une pompe en charge, c'est a- dire le plan d'aspiration situé en bas du plan d'eau

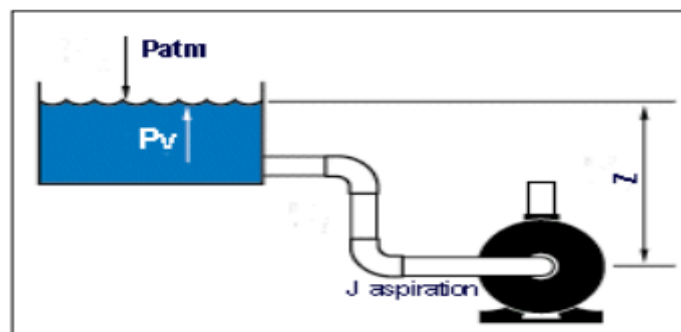


Figure V.5: Schéma d'installation d'une pompe en charge

V.7.2. Pour une alimentation en dépression :

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\rho g} + (H_a + J_{asp} + h_v)$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- J_{asp} : pertes de charge à l'aspiration en (m) ; P_0
- P_0 : Prssion en m.c.e au point d'aspiration
- h_v : Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter a une température donnée

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans le tableau V.1, dans notre étude on prend $T^\circ = 20^\circ\text{C}$. [5]

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
Tv (m)	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,10	4,80	10,3

V.8. Choix du type de pompe de chaque tronçon

V.8.1. Tronçon station reprise Timzaghira vers le réservoir maala

Les caractéristiques du tronçon (SR maala -R maala) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Caractéristiques de la conduite

Caractéristique	Q (l /s)	V(m /s)	L(m)	H_g (m)	HMT(m)
SRmaala-Rmaala	20	0,796	1002	50,3	122,61

D'après le catalogue numérique des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe a axe horizontal multicellulaires de type (PM 100/7 A) dont les caractéristiques sont les suivantes : (Annexe)

$$Q= 20 \text{ l/s}$$

$$N=1471 \text{ tr/min}$$

$$\eta_j = 75,7\%$$

$$P_a= 31,7 \text{ Kw}$$

$$NPSH_r = 1,97\text{m}$$

Le point de fonctionnement P_{eff} (20(l /s) ,123m)

Le point désiré p_F (20(l/s) ,123m)

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré

La courbe caractéristique de la pompe (SP_R01) est présentée dans la figure suivante :

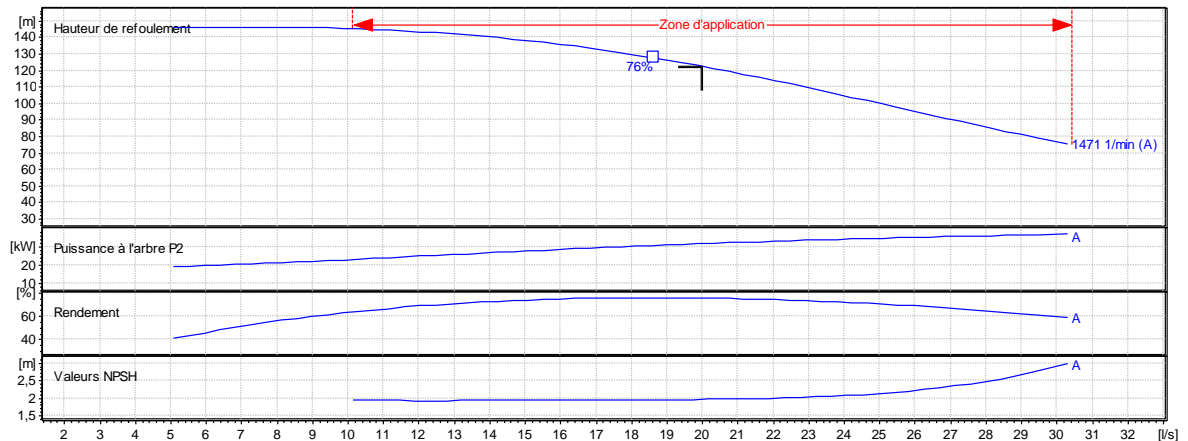


Figure V.6: Courbes caractéristiques de la pompe du la station SR Timzaghira (PM 100/ 7 A)

V.8.1.1. Vérification de la cavitation de la pompe choisie

La cavitation ne se pose pas tant donnée que l’eau arrive en charge vers la pompe tout les pompe sont installé.

V.8.2. Tronçon station reprise maala vers le réservoir maala

Les caractéristiques du tronçon (sp-R_{maala}) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.3: Caractéristiques de la conduite

Caractéristique	Q (l /s)	V (m /s)	L(m)	H _g (m)	HMT(m)
Sp-R _{maala}	40	0,56	975,5	81,22	137,6

D’après le catalogue numérique des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe a axe horizontal multicellulaires de type (PM 100/ 2 A) dont les caractéristiques sont les suivantes :

Q= 39,5 l/s

N=2920 tr/min

$\eta_j = 77.4\%$

Pa = 67,7 kW

NPSH_r = 4,44m

Le point de fonctionnement P_f (40 (l /s) ,138 m)

Le point désiré p_d (40 l/s) ,138m)

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré

La courbe caractéristique de la pompe (SP_R01) est présentée dans la figure suivante:

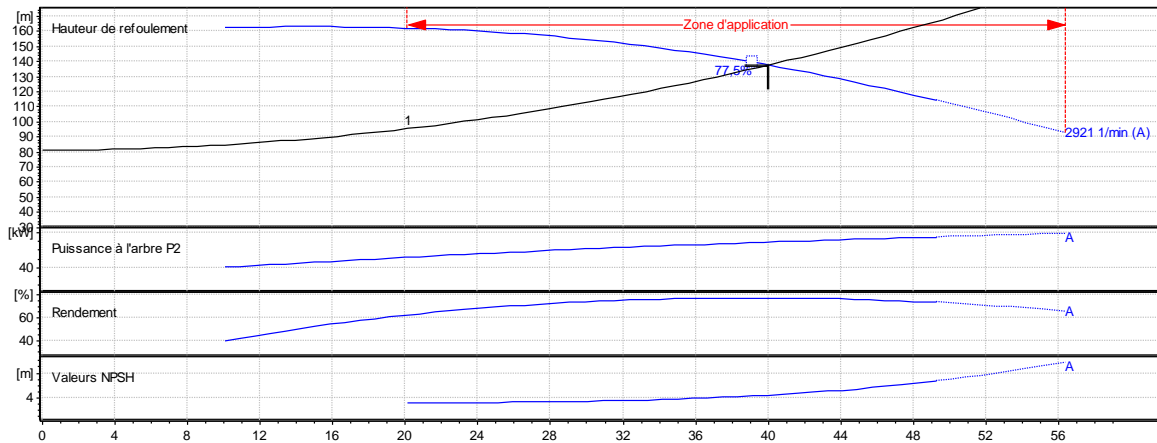


Figure V.7: Courbes caractéristiques de la pompe du la station SR Timzaghira (PM 100/ 2A)

V.8.2.1. Vérification de la cavitation

La cavitation ne se pose pas tant donnée que l’eau arrive en charge vers la pompe tout les pompe sont installé.

V.8.3. Tronçon forage imoula vers la station reprise maala

Les caractéristiques du tronçon (forage imoula-station repris malla) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.4: Caractéristiques de la conduite

Caractéristique	Q (l/s)	V (m/s)	L(m)	H _g (m)	HMT(m)
F-SR_{maala}	30	0,95	1130	32,52	196,63

D’après le catalogue numérique des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe a axe vertical multicellulaires de type (P8C/5/30/9A) dont les caractéristiques sont les suivantes :

$Q = 30 \text{ l/s}$

$N = 2955 \text{ tr/min}$

$\eta = 78.5\%$

$P_a = 75,9 \text{ kW}$

$NPSH_r = 4,44 \text{ m}$

Le point de fonctionnement P_{eff} (40 (l/s) ,197 m)

Le point désiré p_F (40 (l/s) ,197 m)

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré

La courbe caractéristique de la pompe (SP_R01) est présentée dans la figure suivante :

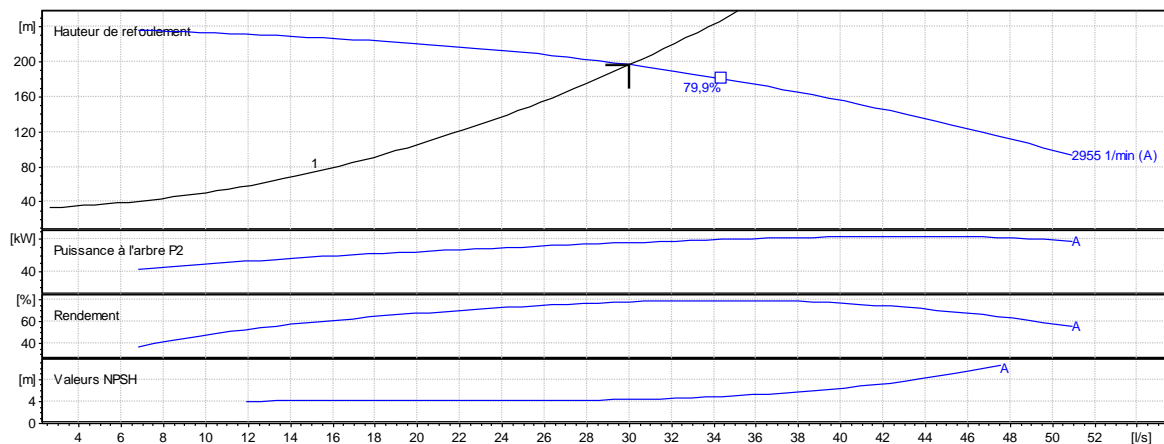


Figure V.8: Courbes caractéristiques de la pompe du la station SR Timzaghira (P8C/5/30/9A)

V.8.3.1. Vérification de la cavitation de la pompe choisie

La cavitation ne se pose pas tant donnée que l'eau arrive en charge vers la pompe tous les pompe sont installé.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu utiliser le catalogue numérique à « CAPRARI PUMP TUTOR » pour identifier les différentes caractéristiques de la pompe adaptée à notre projet en sélectionnant la variante la plus économique.

Chapitre VI
Protection des conduites

Introduction

La connaissance des phénomènes qui conduisent à la dégradation des canalisations est un facteur très important pour choisir les bons paramètres de protection des canalisations lors de la construction des réseaux d'eau potable ; parmi ces problématiques on rencontre : la corrosion et les coups de bélier, qui peuvent affecter le bon fonctionnement de ces réseaux. Dans cette optique, la protection des canalisations doit être envisagée contre les coups de bélier, car les canalisations en PEHD ne se corrodent pas.

VI.1. Définition du 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'énergie dues aux frottements.

VI.2. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes sont les suivantes : [8]

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupe électro-pompes alimentant une conduite de refolement débitant sur un réservoir, ou d'un démarrage d'une pompe ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.

VI.3. Conséquences du coup de bélier

Les conséquences de ce phénomène sont les suivantes

- Déboitement des conduits ;
- Détérioration des joints ;
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration des revêtements intérieurs ;
- Rupture de la conduite, éclatement du à la surpression et l'écrasement qui est du a la dépression.

VI.4. Moyens de protection des installations

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.[4]

Les appareils anti-bélier devront donc avoir pour effet :

- De limiter la dépression ;
- De limiter la surpression.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction gravitaire dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet dont les caractéristiques de fermeture sont connues.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants: [8]

VI.4.1. Les Volants d'inertie

Le volant d'inertie permet d'augmenter l'inertie du système en mouvement lors de l'arrêt brusque du moteur la figure si dessous montre le principe de fonctionnements d'un tel volant ayant les rayons interne R1 et externe R2

VI.4.2. Cheminée d'équilibre

Elles répondent au même principe que les réservoirs d'air à la différence que ces dernières sont ouvertes à l'atmosphère car les enjeux liés à la hauteur sont importants, les cheminées d'équilibre ne sont pas utilisées pour les stations de pompage mais plutôt pour des centrales hydroélectriques mais la combinaison des deux peut être envisageable.

Durant la période de conception on doit déterminer la hauteur de la cheminée et sa surface de telle sorte qu'elle ne déborde pas lors des surpressions et qu'elle ne se vide pas lors des dépressions.

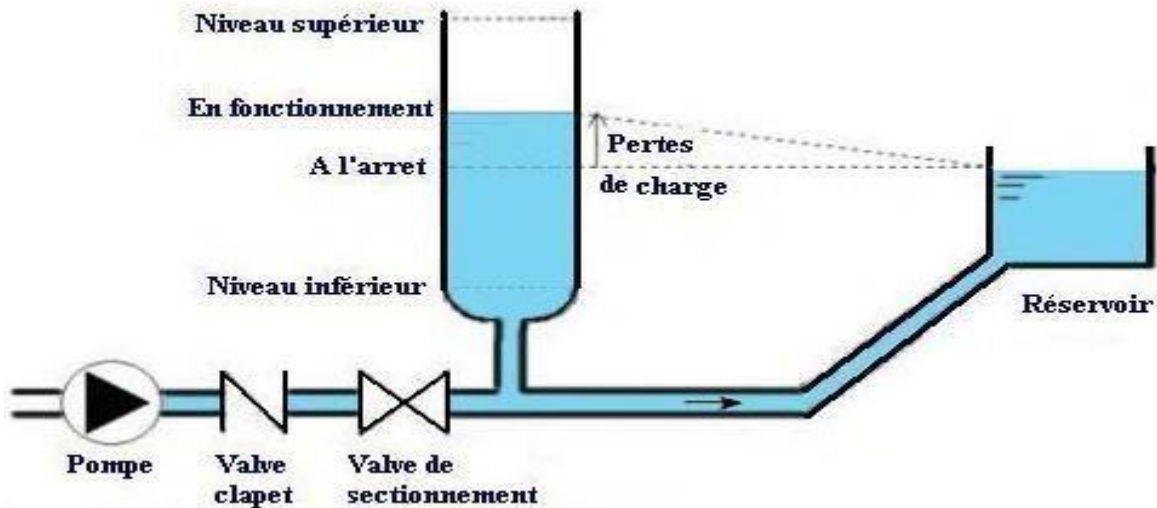


Figure VI.1: Cheminée d'équilibre

VI.4.3. Les Réservoirs d'air

Il s'agit très certainement du moyen le plus répandu pour protéger les conduites de l'effet néfaste lié au coup de bélier car il assure une protection adéquate face aux dépressions et surpressions simultanément.

VI.4.4. Les ventouses

L'évacuation de l'air occlus est recherchée par la mise en place systématiquement aux points hauts d'appareillages dénommés ventouses. L'appareil branché au moyen d'un té à bride à un point haut de la canalisation comporte un corps percé d'un orifice communiquant avec l'air libre, orifice que vient obturer soit une boule plus légère que l'eau, soit un obturateur de forme appropriée relié à un flotteur. Tant que l'air est absent, la boule ou le flotteur directement, agit de façon à obturer l'orifice. Lors de l'accumulation de l'air dans le corps de l'appareil, la boule ou le flotteur, entraîné par leur poids, libère l'orifice qui laisse échapper l'air ; l'eau remplit de nouveau le corps et son action sur le mécanisme intérieur se traduit par la fermeture de l'évacuation.



Figure VI.2: Une ventouse.

VI.4.5. Les Soupapes de décharge

Le principe de fonctionnement de la soupape de décharge est de s'ouvrir lors des surpressions afin de délivrer le volume d'eau supplémentaire mais elle présente un inconvénient de ne pas pouvoir protéger les conduites lors des dépressions car ces dernières ne sont pas équipées de système permettant d'introduire de l'eau dans les conduites dans le cas où ces dernières sont en dépression. Mais elles peuvent cependant donner des résultats satisfaisant dans le cas où la pression de 1.04 A 1.10 de la pression maximale admissible de la conduite.



Figure VI.3: Soupape de décharge

VI.5. Etude du coup de bélier

VI.5.1. Calcul de la célérité d'onde

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K_c \times \frac{D_{int}}{e}}}$$

Avec :

- **a** : Célérité de l'onde (m/s) ; [4]
- **D_{int}** : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- **K_c** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite (k_c=83 pour le PEHD et k_c=0.6 pour la fonte) ;
- **e** : Epaisseur de la conduite (m).

Pour la valeur maximale du coup de bélier, on distingue deux cas :

VI.5.1.1. Cas d'une fermeture brusque

Une fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture (T_f), tel que

$$T_f < \frac{2L}{a}$$

Avec :

$T = \frac{2L}{a}$: Temps d'aller et retour de l'onde

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par :

$$B = \frac{a \cdot v_0}{g}$$

Avec :

- **B** : Valeur du coup de bélier (m) ;
- **v₀** : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s) ;
- **a** : Célérité de l'onde (m/s) ;
- **g** : l'accélération de la pesanteur (m/s²)

A. La valeur maximale de la pression-surpression

$$H_s = H_0 + B$$

B. La valeur minimale de la pression-dépression

$$H_{min} = H_0 - B$$

Où :

$$H_0 = H_g + 10$$

Avec :

- **H0** : La pression absolue de la conduite ;
- **Hg** : La hauteur géométrique de refoulement ;
- **10** : La pression atmosphérique.

VI.5.1.2. Cas d'une fermeture lente

Une fermeture lente est caractérisée par un temps (Tf), tel que : [4]

$$Tf > 2 \times \frac{L}{\alpha}$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD [4]:

$$B = \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot Tf}$$

Avec :

- **L** : La longueur de la conduite (m) ;
- **Tf** : Le temps de fermeture de la vanne (s).

La valeur maximale du coup de bélier lors d'une fermeture lente est moins importante que celle de la fermeture brusque. Donc dans la présente étude on considérera le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la fermeture brusque.

VI.5.2. Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons

Les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (VI.1) ci-dessous.

Tableau VI.1: Les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon

Tronçon	L(m)	D(m)	e (mm)	V0(m/s)	Hg(m)	H0	a(m/s)	B(m)	H _{max} (m)	H _{min} (m)
SR ^{MAALA} -R ^{Maala}	1120	0.3	6	0.56	81,22	91,22	179,3107	63,8662	155,08	27,353
SR temezgra - R ^{Maala}	1002	0.2	6	0.796	50,3	60,3	218,7451	17,7493	82,81	42,55
F ^{imoula} - SR ^{Maala}	1130	0.2	6	0.95	32,52	42.52	218.7451	21,1832	81.328	21,3368
R ^{malla} - R ^{cnep}	820	0.11	12.7	0.63	75,36	99,36	1197,92	76,9306	152,290	76,80

Interprétation des résultats :

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse pas les valeurs des pressions de service admissible (160m), et la dépression minimale n'est pas négative. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas. Donc, les conduites ne nécessitent pas des protections.

Conclusion

Dans ce chapitre, en premier lieu on a vu les différentes techniques pour la protection des canalisations contre les coups de bélier, En seconde lieu nous sommes passés à l'analyse du phénomène du coup de bélier. Nous avons calculé les valeurs de la suppression et de la dépression et nous avons comparés à la pression de service admissible.

Nous avons aussi constaté que dans les quatre tronçons ce phénomène n'apparaît pas, donc ne nécessite pas de protection contre le phénomène du coup de bélier.

Chapitre VII
Distribution

Introduction

Un réseau de distribution d'eau est un ouvrage qui garantit l'alimentation en eau potable d'une zone (habitation, village, ville, etc.) ou d'une zone industrielle. L'objectif principal du réseau de distribution d'eau est de fournir de l'eau à différents types de consommateurs, et à tous les stades de la zone d'agglomération, sans oublier de répondre à la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différentes parties des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimaux et leurs dimensions seront ajustées en conséquence.

Le réseau de distribution peut utiliser plusieurs schémas, choisis en fonction de l'importance de l'agglomération. Ces réseaux peuvent être maillés ou ramifiés.

VII.1. Classification des réseaux de distribution

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit : [4]

- Réseau maillé ;
- Réseau ramifié ;
- Réseau étagé ;
- Réseau combiné

VII.1.1. Les réseaux ramifiés

Les réseaux ramifiés sont les plus simples et leur avantage est l'économie. Ils ne répondent qu'au strict besoin d'amener l'eau au point de livraison. Là où l'eau suit une route unique.

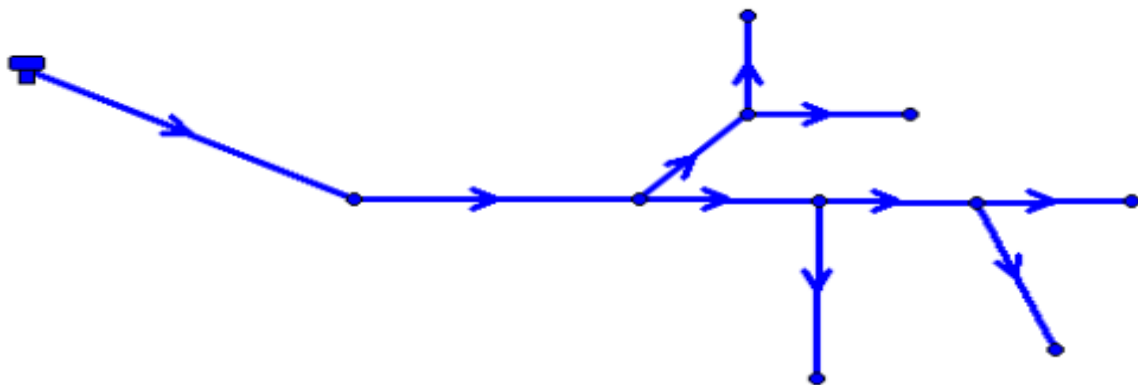


Figure VII.1: Schéma de réseau ramifié [7]

Tableau VI.1: Les avantages et les inconvénients les réseaux ramifiés

Avantage	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none"> •Maîtrise des sens d'écoulement : l'hydraulique est maîtrisé sans calculs ni étude approfondie. 	<ul style="list-style-type: none"> • Une rupture de conduite implique une interruption de service. • Le renouvellement de l'eau n'est assuré que par la demande à l'aval

VII.1.2. Les réseaux maillés

Les réseaux maillés plus complexes se caractérisent par de multiples cours d'eau au même point de livraison, principalement constitués d'une série de conduites disposées de manière à décrire une boucle fermée ou un maillage qui, en cas d'accident, peut isoler la section pour les réparations tandis qu'à en même temps Assurer l'approvisionnement des utilisateurs en aval. Les réseaux maillés sont utilisés pour la distribution d'eau dans les moyennes et grandes villes en raison de leur sécurité et de leur souplesse d'utilisation

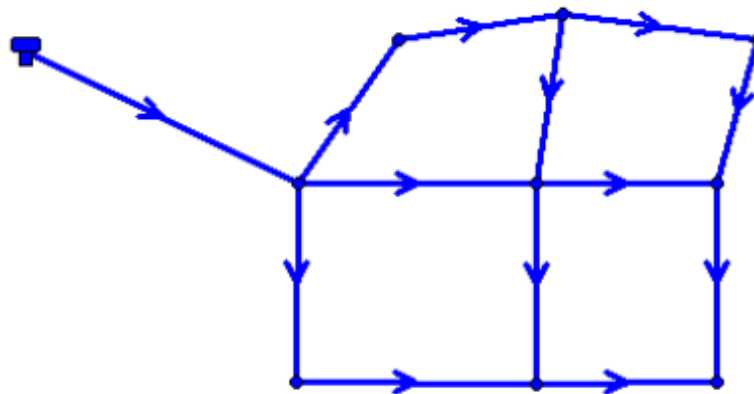


Figure VII.2: Schéma de réseau maillé [7]

Tableau VII.2: Les avantages et les inconvénients les réseaux maillés

Avantage	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none"> • Maintien de la distribution en cas de rupture, car le chemin fermé peut être pallié par un autre. L'exploitation en est alors plus aisée. • L'eau pouvant se partager sur plusieurs parcours, les débits qui transitent dans les tronçons sont réduits. 	<ul style="list-style-type: none"> • Le linéaire de réseau étant plus important, le coût d'investissement est plus élevé. • La multiplication des conduites engendre un volume de réseau plus élevé. Ainsi, le temps de résidence global de l'eau est notablement augmenté

VII.1.3. Réseaux mixtes

Un réseau de distribution dit mixte est généralement un réseau composé d'une partie ramifiée et d'une autre partie maillée. Ce type de dispositif dessert la collectivité en périphérie de la ville en étant dérivé du maillage utilisé en centre-ville.

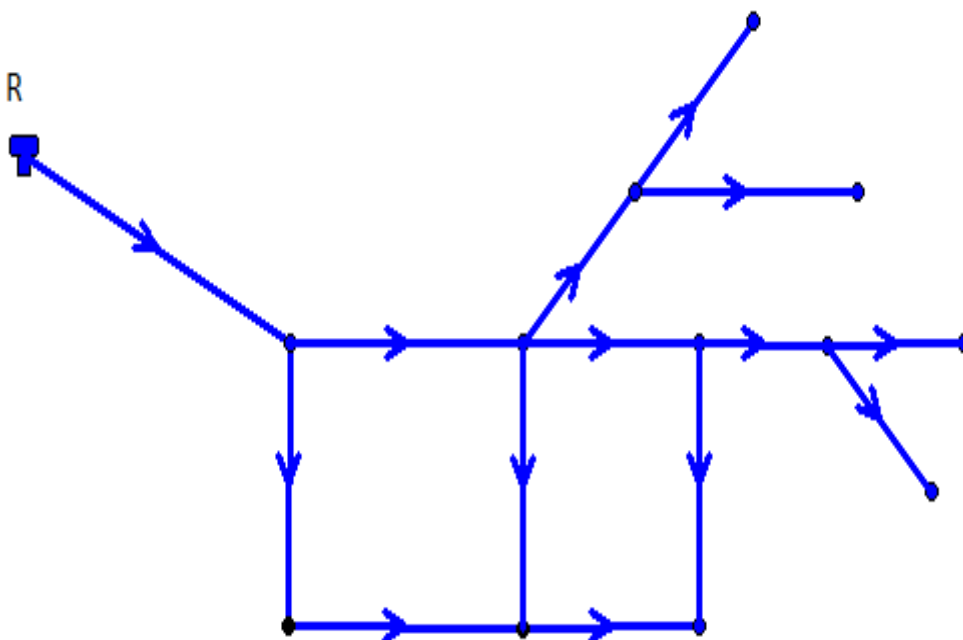


Figure VII.3: Schéma de réseau mixte [7]

VII.1.4. Réseau étagé

Lors de l'étude d'un projet d'hydraulique urbaine, il arrive qu'une différence de niveau importante se dégage. La répartition du réservoir devrait produire des surpressions aux points bas (non-respect des normes de pression). Installez le réservoir intermédiaire alimenté par le premier en régulant la pression dans le réseau. Ce type de réseau est appelé réseau hiérarchique.

VII.2. Choix de la trace

Notre choix est basé sur des conduits en PEHD, pour les multiples avantages qu'il présente, à savoir :

- Facilité de pose.
- Faible au niveau des branchements, pas de fuite.
- Réseau à l'entartage.
- Résiste à la corrosion interne et externe.
- Longue durée de vie (durée de vie théorique 50 ans)
- Bonnes caractéristiques hydrauliques.

VII.3. Choix des conduites de distribution

Pour les conduites en PEHD, pour les multiples avantages qu'il présente, à savoir :

- Facilité de pose.
- Faible au niveau des branchements, pas de fuite.
- Résiste à l'entartage.
- Résiste à la corrosion interne et externe.
- Longue durée de vie (durée de vie théorique 50 ans) .
- A Bonnes caractéristiques hydrauliques.

VII.4. Equipements et accessoires du réseau

VII.4.1. Les canalisations

Les réseaux de distribution sont constitués de :

- Conduites principales ;
- Conduites secondaires.

VII.4.2. Organes accessoires**VII.4.2.1. Robinets vannes**

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille », Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

VII.4.2.2. Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus. [12]

VII.4.2.3. Clapets

Les clapets ont pour rôle d'empêcher l'eau d'aller en sens contraire Del 'écoulement prévu.

VII.4.2.4. Ventouses

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses sont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

VII.4.2.5. Régulateurs de pression

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

VII.4.2.6. Robinets de vidange (décharge)

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

VII.4.2.7. Pièces spéciales de raccord

Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet :

A. Les Tés

On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer. [12]

B. Les coudes

Utilisés en cas de changement de direction. [12]

C. Les cônes de réduction

Ce sont des organes de raccord en cas d'existence des diamètres différents. [12]

VII.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé et celui ramifié ;
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route ;
- On calcul les débits en route pendant l'heure de pointe ;
- Connaissant les débits en route et ceux concentrés, on détermine les débits supposés concentrés aux noeuds.

VII.6. Détermination les débits du réseau

VII.6.1. Le débit de point

Il se calcul comme suit

$$Q_p = k_{\max h} * (Q_{\max, j} / 24)$$

VII.6.2. Débit spécifique

On admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur toute la longueur du réseau. Ce débit se calcul comme suit :

$$Q_{sp} = Q_p / (\sum L_i)$$

Avec

- Q_p : débit de point (l/s)
- $\sum L_i$: Somme de longueurs alimentées par le réseau en (m)
- Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s.m)

VII.6.3. Débit en route

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

$$Q_r = Q_{sp} * L_{ij}$$

Avec :

- Q_r : Débit en route de tronçon (l/s)
- Q_{sp} : Débits spécifique (l/s/m)
- L_{ij} : Longueur du tronçon (i,j) en (m)

VII.6.4. Débits aux nœuds

Les débits en chaque nœud correspondent à la moitié de la somme des débits en route autour du nœud en ajoutant les débits localisés en ce nœud. Il se calcul comme suit :

$$Q_n = 0.5 * \sum Q_r \quad [12]$$

Avec :

Q_n : Débits au nœud (l/s)

$\sum Q_r$: Somme des débits en route autour du nœud considéré (l/s)

L_{ij} : Somme des débits localisés en nœud considéré (l/s)

VII.7. Les pertes de charge

La formule utilisée pour la détermination des pertes de charge linéaires est celle de Darcy-Weisbach : [12]

$$J_1 = L * \lambda * (V^2 / 2gD)$$

Avec :

- J_1 : pertes de charge linéaire (m)
- L : Longueur de la conduite (m)
- g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)
- $kf\lambda$: coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \log [2.51 / (Re\sqrt{\lambda}) + (k / (3.17 * D))]]$$

Avec :

- K : Rugosité absolue (mm)
- Re : Nombre de Reynolds qui est calculé comme suit :

$$Re = ((V \times D) / \nu)$$

ν : viscosité cinématique de l'eau donné par la formule de STOCKS

$$\nu = 0,0178 / (1 + 0,0337t + 0,000221t^2)$$

$$T = 20^\circ\text{C}$$

VII.7.1. Les pertes de charge singulières J_s

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L donc on aura : [12]

$$J_t = j_l + j_s$$

VII.8. La vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de 0,50 à 1,5 m / s . Elle se calcule par formule suivante :

$$V = 4 * Q / D^2$$

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

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

D : Diamètre de la conduite (m)

VII.9. Calcul des pressions

Le réseau doit assurer une pression minimale en tous points de la surface à alimenter, en pratique la fourchette de pressions à assurer est entre 10 à 60 m de colonnes d'eau, soit 1 à 6 Bar.

$$Psi = C_{pi} - C_{ri}$$

- Psi : Pression au sol au point i(m).
- c_{pi} : Cote piézométrique au point i(m).

CTN_j : Cote du terrain naturel du point considéré (m)

La cote piézométrique est donnée par la formule suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - H_{ij}$$

Avec :

- C_{pi} : Cote piézométrique du point (i)
- H_{ij} : perte de charge dans le tronçon (ij) ; l'écoulement s'effectue de (i) vers (j).

VII.10. Calcul des débits en route et les débits aux des localités CNEP et MAALA

Le réseau de distribution du sidi aich (rive droite) prend une ossature ramifiée les débits en routes et les débits aux nœuds sont présentés dans le tableau

VII.10.1. Détermine le débit de route et le débit nœud pour chaque tronçon (CNEP):

Les débits en route sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3: Les débits en nœud (CNEP)

	Tronçon	Longueur (m)	Q _{sp} (l/s)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
N1	N1 -R1	45,15	0,0026	0,11739	0,26
	N1 -N2	154 ,85	0,0026	0,40261	
N2	N2 -N3	167.65	0,0026	0,416	0,409305
	N2-N1	154 ,85	0,0026	0,40261	
N3	N3 -N2	167,65	0,0026	0,416	0,223808
	N3 -N4	12,16	0,0026	0,031616	
N4	N4 -N3	12,16	0,0026	0,031616	0,032968
	N4 -N5	13,2	0,0026	0,03432	
N5	N5 -N6	7,84	0,0026	0,020384	0,215839
	N5 – N4	13,2	0,0026	0,03432	
	N5 -N7	144,99	0,0026	0,376974	
N6	N6 -N 19	300	0,0026	0,78	0,400192
N7	N6 -N5	7,84	0,0026	0,020384	0,290979
	N7 -N8	20,05	0,0026	0,05213	
	N7 – N16	58,79	0,0026	0,152854	
	N7 -N5	144,99	0,0026	0,376974	
N8	N8 -N9	40,09	0,0026	0,104234	0,126906

	N8-N12	37,48	0,0026	0,097448	
	N8-N7	20,05	0,0026	0,05213	
N9	N9 -N13	54,7	0,0026	0,14222	0,175227
	N9 -N10	40	0,0026	0,104	
	N9 -N8	40,09	0,0026	0,104234	
N10	N10 -N9	19,53	0,0026	0,050778	0,077389
	N10 -N11	40	0,0026	0,104	
N11	N11 -N10	19,53	0,0026	0,050778	0,025389
N12	N12 -N8	37,48	0,0026	0,097448	0,048724
N13	N13 -N14	25,44	0,0026	0,066144	0,231244
	N13 - N9	54,7	0,0026	0,14222	
	N13 - N15	97,74	0,0026	0,254124	
N14	N14 -N13	25,44	0,0026	0,066144	0,033072
N15	N15 -N13	97,74	0,0026	0,254124	0,127062
N16	N16 -N17	25,44	0,0026	0,066144	0,082992
	N16 -N7	38,4	0,0026	0,09984	
N17	N17 -N16	25,44	0,0026	0,066144	0,085085
	N17- N18	40,01	0,0026	0,104026	
N18	N18-N17	40,01	0,0026	0,104026	0,052013

N19	N19- N20	205,36	0,0026	0,533936	0,656968
	N19 -N6	300	0,0026	0,78	
N20	N20 -N 21	46,9	0,0026	0,12194	0,55497
	N20 -N19	205,36	0,0026	0,533936	
	N20 -N46	174,64	0,0026	0,454064	
N21	N21 -N23	38,4	0,0026	0,09984	0,121368
	N21 – N20	46,9	0,0026	0,12194	
	N21 -N22	8,06	0,0026	0,020956	
N22	N22 -N24	6,08	0,0026	0,015808	0,129844
	N22 -N21	46,9	0,0026	0,12194	
N23	N23 -N21	38,4	0,0026	0,09984	0,04992
N24	N24 -N26	53,3	0,0026	0,13858	0,113906
	N24 -N22	6,08	0,0026	0,015808	
	N24 -N25	28,24	0,0026	0,073424	
N25	N25 -N24	28,24	0,0026	0,073424	0,036712
N26	N26 -N28	97,09	0,0026	0,252434	0,232492
	N26-N24	53,3	0,0026	0,13858	
	N26-N39	28,45	0,0026	0,07397	
N27	N27 -N28	45,69	0,0026	0,118794	0,238355
	N27-N24	89,47	0,0026	0,232622	

	N27 -N29	48,19	0,0026	0,125294	
N28	N28 -N26	28,45	0,0026	0,07397	0,036985
N29	N29-N39	35,51	0,0026	0,092326	0,046163
N30	N30 -N27	125,7	0,0026	0,32682	0,16341
N31	N31 -N27	89,47	0,0026	0,232622	0,238355
	N31 -N32	45,69	0,0026	0,118794	
	N31 -N33	48,19	0,0026	0,125294	
N32	N32 -N33	41,75	0,0026	0,10855	0,113672
	N32 -N31	45,69	0,0026	0,118794	
N33	N33 -N34	28,56	0,0026	0,074256	0,231569
	N33 -N35	101,38	0,0026	0,263588	
	N33 -N31	48,19	0,0026	0,125294	
N34	N34 -N33	28,56	0,0026	0,074256	0,037128
N35	N35 -N36	38,62	0,0026	0,100412	0,38142
	N35 -38	153,4	0,0026	0,39884	
	N35 -N33	101,38	0,0026	0,263588	
N36	N36 -N35	38,62	0,0026	0,100412	0,22477
	N36 -N37	41,75	0,0026	0,10855	

	N36 -N40	92,53	0,0026	0,240578	
N37	N37 -N36	41,75	0,0026	0,10855	0,054275
N38	N38 -N39	46,58	0,0026	0,121108	0,320528
	N38 -N35	153,4	0,0026	0,39884	
	N38 -N42	46,58	0,0026	0,121108	
N39	N39 -N38	46,58	0,0026	0,121108	0,143702
	N39 -N26	28,45	0,0026	0,07397	
	N39 -N29	35,51	0,0026	0,092326	
N40	N40 -N41	45,78	0,0026	0,119028	0,354991
	N40 -N36	92,53	0,0026	0,240578	
	N40 -N42	134,76	0,0026	0,350376	
N41	N41 -N40	45,78	0,0026	0,119028	0,059514
N42	N42 -N43	74,38	0,0026	0,193388	0,168246
	N42 -N40	8,46	0,0026	0,021996	
	N42 - N38	46,58	0,0026	0,121108	
N43	N43 -N44	60	0,0026	0,156	0,174694
	N43 -N42	74,38	0,0026	0,193388	
N44	N44 -N43	60	0,0026	0,156	0,174694
	N44 -N45	74,38	0,0026	0,193388	
N45	N45 -N44	74,38	0,0026	0,193388	0,096694

N46	N46 -N20	174,64	0,0026	0,454064	0,678652
	N46 -N57	331,13	0,0026	0,860938	
	N46 -N7	16,27	0,0026	0,042302	
N47	N47 -N46	16,27	0,0026	0,042302	0,115817
	N47 -N48	30,29	0,0026	0,078754	
	N47 -N51	42,53	0,0026	0,110578	
N48	N48 -N47	30,29	0,0026	0,078754	0,365235
	N48 -N49	119,04	0,0026	0,309504	
	N48 -N50	131,62	0,0026	0,342212	
N49	N49 -N48	119,04	0,0026	0,309504	0,154752
N50	N50 -N51	131,62	0,0026	0,342212	0,171106
N51	N51 -N47	42,53	0,0026	0,110578	0,135837
	N51 -N52	61,96	0,0026	0,161096	
	N51 -N53	88,31	0,0026	0,229606	
N52	N52 -N54	140	0,0026	0,364	0,262548
	N52 -N51	61,96	0,0026	0,161096	
N53	N53 -N51	88,31	0,0026	0,229606	0,114803
N54	N54 -N55	80	0,0026	0,208	0,286
	N54 -N52	140	0,0026	0,364	
N55	N55 -N54	80	0,0026	0,208	0,286

	N55 -N56	160	0,0026	0,416	
N56	N56 -N55	160	0,0026	0,416	0,208
N57	N57 -N46	331,13	0,0026	0,860938	0,48945
	N57 -N58	9	0,0026	0,0234	
	N57 -N59	36,37	0,0026	0,094562	
N58	N58 -N57	9	0,0026	0,0234	0,085527
	N58 -N61	56,79	0,0026	0,147654	
N59	N59 -N60	60	0,0026	0,156	0,125281
	N59 -N57	36,37	0,0026	0,094562	
N60	N60 -N59	60	0,0026	0,156	0,078
N61	N61 -N58	56,79	0,0026	0,147654	0,326209
	N61 -N62	39,7	0,0026	0,10322	
	N61 -N86	154,44	0,0026	0,401544	
N62	N62 -N64	76,9	0,0026	0,19994	0,33423
	N62 -N61	39,7	0,0026	0,10322	
	N62 -N65	140,5	0,0026	0,3653	
N63	N63 -N62	76,9	0,0026	0,19994	0,09997
N64	N64 -N62	76,9	0,0026	0,19994	0,09997
N65	N65 -N62	72,08	0,0026	0,187408	0,146328
	N65 -N66	23,53	0,0026	0,061178	

	N65 -N67	16,95	0,0026	0,04407	
	N65 -N71	75,4	0,0026	0,19604	
N66	N66 -N65	23,53	0,0026	0,061178	0,030589
N67	N67 -N128	86,1	0,0026	0,22386	0,236015
	N67 -N65	16,95	0,0026	0,04407	
	N67 -N68	78,5	0,0026	0,2041	
N68	N68 -N69	33,46	0,0026	0,086996	0,247598
	N68 -N67	78,5	0,0026	0,2041	
	N68 -N127	78,5	0,0026	0,2041	
N69	N69 -N68	33,46	0,0026	0,086996	0,12428
	N69-N70	48,03	0,0026	0,124878	
	N69-N129	14,11	0,0026	0,036686	
N70	N70 -N69	48,03	0,0026	0,124878	0,163527
	N70 -N117	31,96	0,0026	0,083096	
	N70 -N106	45,8	0,0026	0,11908	
N71	N71-N65	75,4	0,0026	0,19604	0,237887
	N71-N73	53,6	0,0026	0,13936	
	N71-N72	53,99	0,0026	0,140374	
N72	N72-N71	53,99	0,0026	0,140374	0,070187
N73	N73 -N71	53,6	0,0026	0,13936	0,106561

	N73 -N133	28,37	0,0026	0,073762	
N74	N74 -N76	21,16	0,0026	0,055016	0,107549
	N74 -N75	61,57	0,0026	0,160082	
N75	N75-N74	61,57	0,0026	0,160082	0,150228
N76	N76 -N105	22,28	0,0026	0,057928	0,056472
	N76 -N74	21,16	0,0026	0,055016	
N77	N77-N75	53,99	0,0026	0,140374	0,236379
	N77-N80	20,73	0,0026	0,053898	
	N77-N78	72,08	0,0026	0,187408	
	N77-N86	35,03	0,0026	0,091078	
N78	N78-N77	72,08	0,0026	0,187408	0,093704
N79	N79 -N80	49,2	0,0026	0,12792	0,06396
N80	N80 -N79	49,2	0,0026	0,12792	0,207961
	N80 -N77	49,2	0,0026	0,12792	
	N80 -N81	61,57	0,0026	0,160082	
N81	N81 -N80	61,57	0,0026	0,160082	0,326521
	N81 -N82	139,02	0,0026	0,361452	
	N81 -N89	50,58	0,0026	0,131508	
N82	N82 -N81	139,02	0,0026	0,361452	0,365066
	N82 -N84	70,9	0,0026	0,18434	

	N82 -N83	70,9	0,0026	0,18434	
N83	N83 -N82	70,9	0,0026	0,18434	0,09217
N84	N84-N85	103,2	0,0026	0,26832	0,22633
	N84-N82	70,9	0,0026	0,18434	
N85	N84-N84	103,2	0,0026	0,26832	0,13416
N86	N86 -N87	34,79	0,0026	0,090454	0,291538
	N86 -N77	35,03	0,0026	0,091078	
	N86 -N61	154,44	0,0026	0,401544	
N87	N87 -N86	34,79	0,0026	0,090454	0,285389
	N87 -N88	30,3	0,0026	0,07878	
N88	N88 -N87	30,3	0,0026	0,07878	0,279552
N89	N89-N81	50,58	0,0026	0,131508	0,065754
N90	N90 -N91	79,62	0,0026	0,207012	0,199823
	N90-N140	37	0,0026	0,0962	
N91	N91 -N90	79,62	0,0026	0,207012	0,166504
	N91 -N92	30 ,82	0,0026	0,080132	
	N91 -N137	17,64	0,0026	0,045864	
N92	N92 -N91	30 ,82	0,0026	0,080132	0,190476
	N92 N94	50,81	0,0026	0,132106	
	N92 N93	20,39	0,0026	0,053014	

	N92 N95	44,50	0,0026	0,1157	
N93	N93 –N92	20,39	0,0026	0,053014	0,026507
N94	N94-N92	50,81	0,0026	0,132106	0,066053
N95	N95 N92	44,50	0,0026	0,1157	0,05785
N96	N96 -N137	78,42	0,0026	0,203892	0,162552
	N96 -N105	17,84	0,0026	0,046384	
	N96-N97	28,78	0,0026	0,074828	
N97	N97 -N96	28,78	0,0026	0,074828	0,1144
	N97 -N98	19,22	0,0026	0,049972	
	N97-N102	40	0,0026	0,104	
N98	N98 -N99	15,12	0,0026	0,039312	0,094016
	N98 -N100	40	0,0026	0,104	
	N98 -N104	17,20	0,0026	0,04472	
N99	N99-N98	15,12	0,0026	0,039312	0,019656
N100	N100 -N101	17,2	0,0026	0,04472	0,07436
	N100 -N98	40	0,0026	0,104	
N101	N101-N100	17,2	0,0026	0,04472	0,02236
N102	N102 -N103	20,4	0,0026	0,05304	0,07852
	N102-N97	40	0,0026	0,104	
N103	N103-N102	20,4	0,0026	0,05304	0,02652

N104	N104 -N98	17,20	0,0026	0,04472	0,02236
N105	N105-N106	149,09	0,0026	0,387634	0,245973
	N105 -N76	22,28	0,0026	0,057928	
	N105 -N96	17,84	0,0026	0,046384	
N106	N106-N105	149,09	0,0026	0,387634	0,301418
	N106-N70	45,8	0,0026	0,11908	
	N106-N107	36,97	0,0026	0,096122	
N107	N107 -N108	20	0,0026	0,052	0,156078
	N107 -N113	23,09	0,0026	0,060034	
	N107-N110	40	0,0026	0,104	
	N107-N106	36,97	0,0026	0,096122	
N108	N108-N107	20	0,0026	0,052	0,0624
	N108-N109	28	0,0026	0,0728	
N109	N109 -N108	28	0,0026	0,0728	0,0364
N110	N110 -N107	40	0,0026	0,104	0,131053
	N110 -N111	20,81	0,0026	0,054106	
	N110 -N115	40	0,0026	0,104	
N111	N111 -N110	20,81	0,0026	0,054106	0,079053
	N111-N112	40	0,0026	0,104	
N112	N112-N111	40	0,0026	0,104	0,052

N113	N113 -N114	17,2	0,0026	0,04472	0,052377
	N113-N107	23,09	0,0026	0,060034	
N114	N114-N113	17,2	0,0026	0,04472	0,02236
N115	N115-N110	40	0,0026	0,104	0,09737
	N115-N116	34,9	0,0026	0,09074	
	N116 -N115	34,9	0,0026	0,09074	0,04537
N117	N117-N 70	31,96	0,0026	0,083096	0,186069
	N117 -N120	70,97	0,0026	0,184522	
	N117-N118	40,2	0,0026	0,10452	
N118	N118 -N119	40	0,0026	0,104	0,19526
	N118 -N117	40,2	0,0026	0,10452	
	N118 -N121	70	0,0026	0,182	
N120	N120 N121	29,87	0,0026	0,077662	0,191737
	N120 -N117	70,97	0,0026	0,184522	
	N120-N123	46,65	0,0026	0,12129	
N119	N119 N118	40	0,0026	0,104	0,052
N121	N121-N118	70	0,0026	0,182	0,156494
	N121 -N122	20 ,51	0,0026	0,053326	
	N121-N120	29,87	0,0026	0,077662	
N122	N122-N121	20 ,51	0,0026	0,053326	0,026663

N123	N123 -N124	41,2	0,0026	0,10712	0,288353
	N123 -N126	133,96	0,0026	0,348296	
	N123 -N120	46,65	0,0026	0,12129	
N124	N124 -N125	16,94	0,0026	0,044044	0,075582
	N124 -N123	41,2	0,0026	0,10712	
N125	N125-N124	16,94	0,0026	0,044044	0,022022
N126	N126-N123	133,96	0,0026	0,348296	0,174148
N127	N127-N68	78,5	0,0026	0,2041	0,10205
N128	N128 -N67	86,1	0,0026	0,22386	0,11193
N129	N129 -N130	45 ,89	0,0026	0,119314	0,208715
	N129 -N132	100,55	0,0026	0,26143	
	N129 -N69	14,11	0,0026	0,036686	
N130	N130 -N131	45 ,89	0,0026	0,119314	0,188708
	N130 -N129	99,27	0,0026	0,258102	
N131	N131 -130	45 ,89	0,0026	0,119314	0,059657
N132	N132 -N129	100,55	0,0026	0,26143	0,130715
N133	N133 -N134	24,36	0,0026	0,063336	0,100217
	N133 -N136	24,36	0,0026	0,063336	
	N133 -N73	28,37	0,0026	0,073762	
N134	N134 -N135	48,64	0,0026	0,126464	0,0949

	N134 -133	24,36	0,0026	0,063336	
N135	N135 -N134	48,64	0,0026	0,126464	0,063232
N136	N136 -133	24,36	0,0026	0,063336	0,031668
N137	N137-138	45,95	0,0026	0,11947	0,184613
	N137-91	17,64	0,0026	0,045864	
	N137-N96	78,42	0,0026	0,203892	
N138	N138 -N137	45,95	0,0026	0,11947	0,10517
	N138-N139	34,95	0,0026	0,09087	
N139	N139 -N138	34,95	0,0026	0,09087	0,045435
N140	N140-N141	37,09	0,0026	0,096434	0,096317
	N140-N90	37	0,0026	0,0962	
N141	N141-N140	37,09	0,0026	0,096434	0,048217

VII.11. Modélisation et simulation du réseau

Avec l'essor parallèle des mathématiques appliquées et de l'informatique, pour répondre aux besoins des ingénieurs et des concepteurs dans le domaine de l'hydraulique, plusieurs logiciels ont été développés capables d'effectuer des simulations numériques en un temps record. Nous citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU et EPANET que nous allons utiliser.

VII.11.1. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de modélisation du comportement hydraulique et qualitatif à long terme de l'eau dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, de nœuds (joints de tuyaux), de pompes, de vannes, de réservoirs et de réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque conduite, la pression à chaque nœud, le niveau d'eau dans le réservoir et la concentration de produits chimiques dans différentes parties du

réseau, en plusieurs étapes pendant la durée de la simulation. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau. [9]

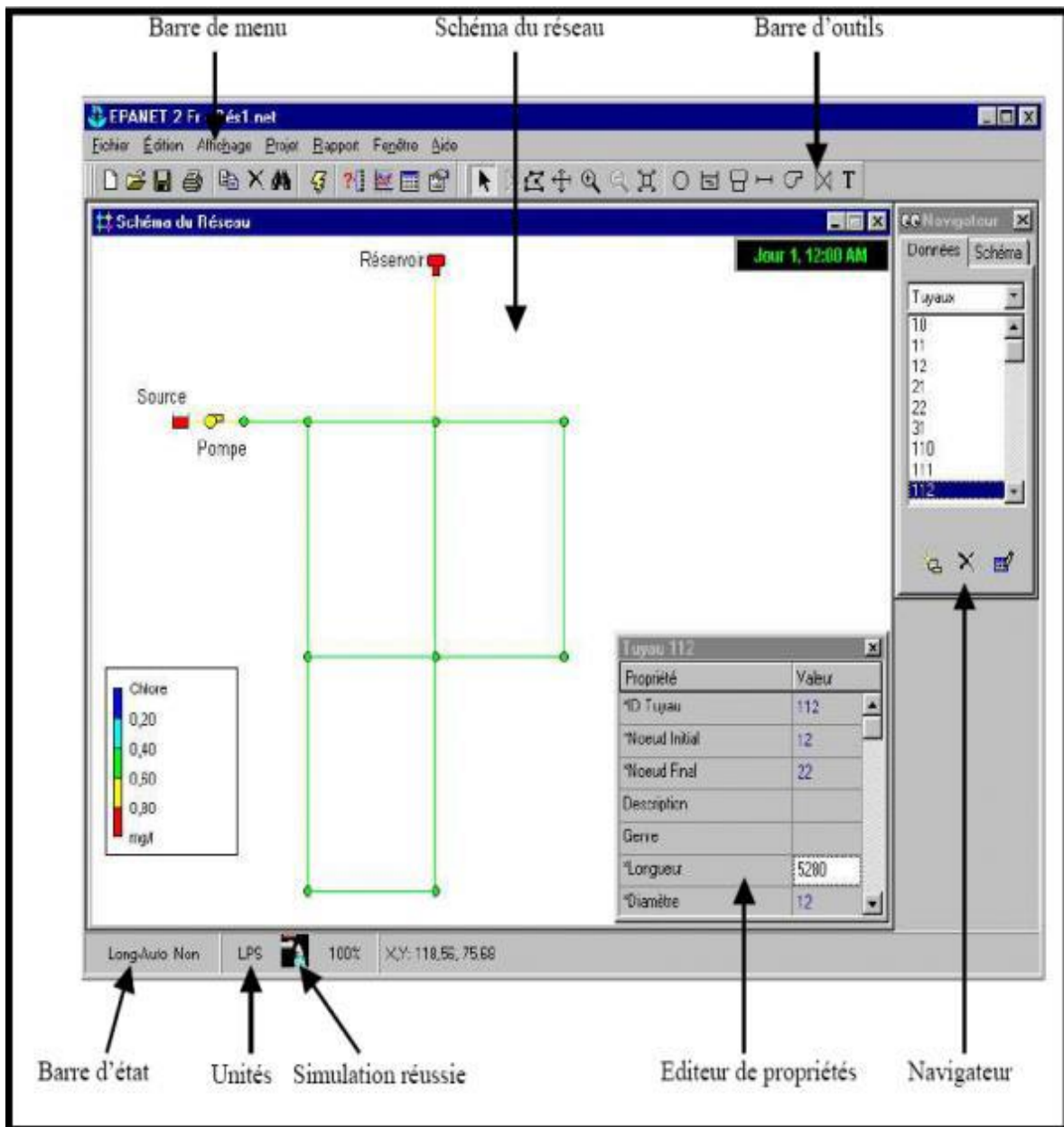


Figure VII.4: Environnement de travail sur EPanet [9]

VII.11.2. Utilisation du logiciel EPANET

Les Etapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes : [10]

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

Pour procéder à la modélisation de notre réseau, on doit introduire les différentes données du réseau au niveau des nœuds et des conduites :

VII.11.2.1. Au niveau des nœuds

L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence. – La demande en eau.

VII.11.2.2. Au niveau des conduites

- Les nœuds initial et final.
- Le diamètre.
- La longueur.
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).
- L'état (ouvert, fermé, ou avec un clapet anti-retour)

VII.11.2.3. Au niveau des réservoirs

- L'altitude du radier (où le niveau d'eau est nul).
- Le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique).
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

VII.11.3. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque noeud ainsi que la longueur et des diamètres pour chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau.

Suite à plusieurs tâtonnements des diamètres des conduites, dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0,5 – 1,5 m/s], vu que les pressions aux nœuds ne dépassent pas 60 m.c.e (6 bars) alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN 16. [9]

VII.11.3.1. Les diamètres des tronçons et vitesses d'eau

Le schéma du réseau de distribution avant simulation est donné ci-dessous :

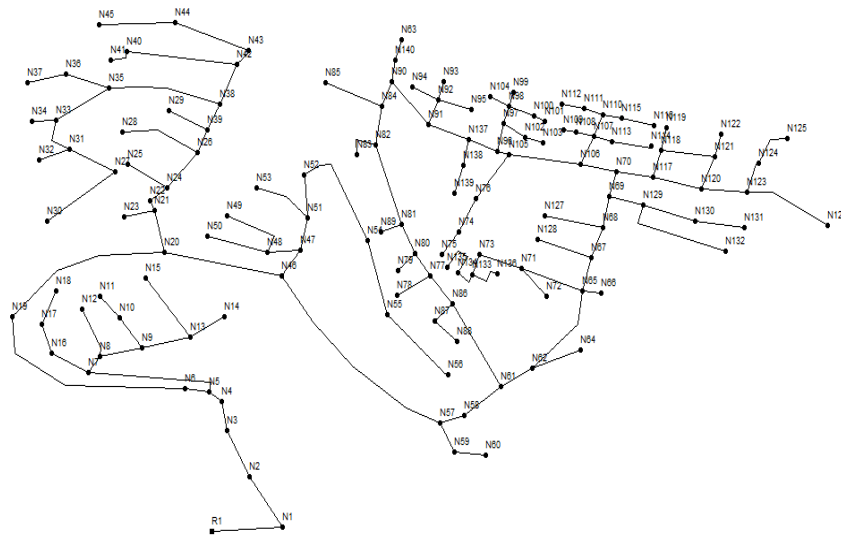


Figure VII.5: Réseau de distribution (rive droite de sidi aich) avant la simulation

VII.11.3.2. Les diamètres des tronçons et vitesses d'eau (CNEP)

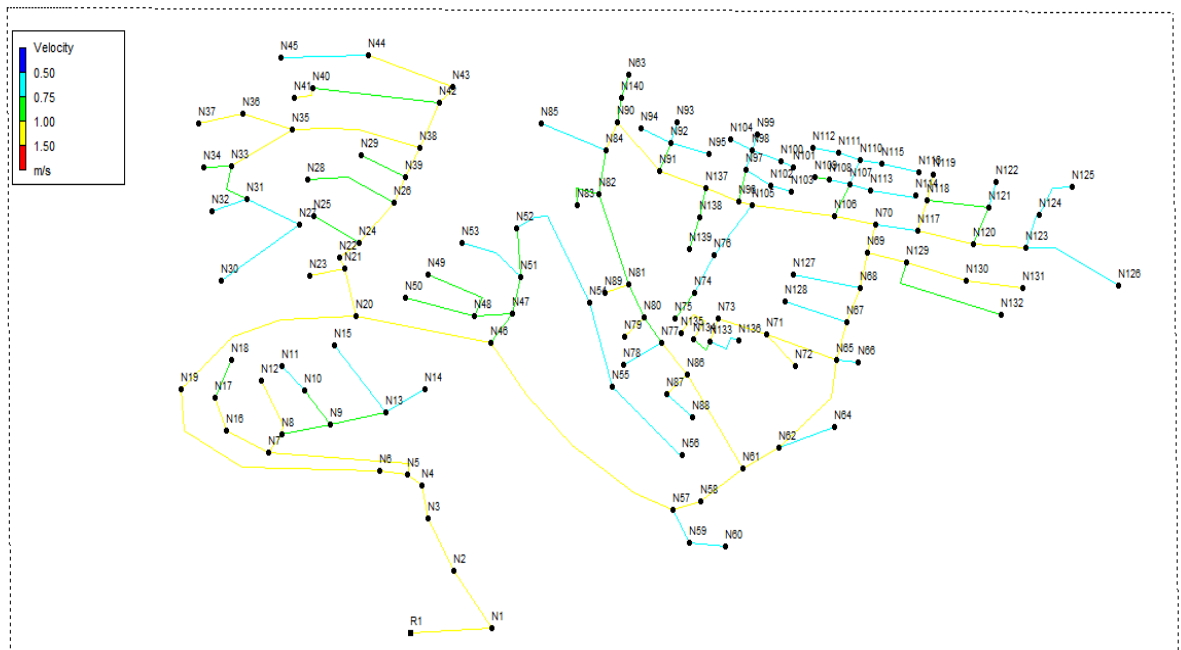


Figure VII.6: Réseau de distribution (rive droite de sidi aich) après la simulation (vitesse)

Les valeurs des diamètres, débits, les vitesses de chaque conduite du réseau de distribution sont données dans les tableaux suivants:

Tableau VII.4: Détermination des débits diamètres, vitesses du réseau (suite)

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre(mm)	Débit(l/s)	Vitesse(m/s)
Conduite 1	45,15	250	30,55	0.98
Conduite 2	154 ,85	250	30,17	1.01
Conduite 3	160	250	29,88	1.12
Conduite 4	12,16	250	29,22	1.15
Conduite 5	13,2	250	29,65	1.03
Conduite 6	7,84	250	27,93	1.08
Conduite 7	144,99	75	1,36	1.15
Conduite 8	20,05	75	0,85	1.12
Conduite 9	37,48	75	0,67	0.89
Conduite 10	40,09	63	0,10	0.97
Conduite 11	40	55	0,05	1.03
Conduite 12	19,53	50	0,03	0.54
Conduite 13	54,7	63	0,39	0.92
Conduite 14	25,44	50	0,03	0.70
Conduite 15	97,74	50	0,13	0.67
Conduite 16	58,79	63	0,22	1.17
Conduite 17	41,47	63	-0,14	1.29
Conduite 18	40,01	50	0,05	0.91

Conduite 19	300	250	28,43	1.07
Conduite 20	205,36	250	25,09	0.95
Conduite 21	46,9	250	4,08	1.35
Conduite 22	38,4	160	3,91	1.30
Conduite 23	8,06	160	3,78	1.43
Conduite 24	6,08	50	0,05	1.06
Conduite 25	33,9	160	3,63	1.20
Conduite 26	125,7	50	0,04	0.76
Conduite 27	89,47	63	0,11	0.59
Conduite 28	45,69	50	0,16	0.65
Conduite 29	48,19	50	0,05	0.98
Conduite 30	28,56	75	-0,40	0.52
Conduite 31	101,38	50	0,11	0.60
Conduite 32	38,62	75	-0,75	0.99
Conduite 33	41,75	50	0,15	0.77
Conduite 34	30,62	63	-1,12	1.49
Conduite 35	92,53	63	0,28	1.48
Conduite 36	45,78	50	0,05	1.15
Conduite 37	134,76	63	1,78	1.05
Conduite 38	28,24	90	-3,16	1.37

Conduite 39	53,3	50	0,05	0.98
Conduite 40	97,09	75	1,05	1.40
Conduite 41	28,45	63	0,47	1.11
Conduite 42	35,51	90	-3,35	1.45
Conduite 43	46,58	63	0,51	1.21
Conduite 44	31,63	63	0,41	0.98
Conduite 45	153,4	50	0,06	1.26
Conduite 46	129,34	125	-2,31	1.00
Conduite 47	8,46	238	25,90	1.04
Conduite 48	74,38	63	2,10	0.91
Conduite 49	60	75	0,69	0.92
Conduite 50	174,64	250	0,15	0.82
Conduite 51	16,27	63	0,17	0.91
Conduite 52	30,29	63	1,29	0.76
Conduite 53	119,04	63	1,04	0.88
Conduite 54	131,62	50	0,11	0.61
Conduite 55	42,53	63	0,78	0.66
Conduite 56	88,31	63	0,49	0.66
Conduite 57	61,96	63	0,21	0.71
Conduite 58	140	238	23,12	1.01

Conduite 59	80	200	22,23	1.18
Conduite 60	160	125	0,20	0.69
Conduite 61	331,13	50	0,08	0.74
Conduite 62	36,37	188	22,15	1.18
Conduite 63	60	125	6,00	1.27
Conduite 64	9	90	1,47	1.24
Conduite 65	56,79	63	0,10	0.53
Conduite 66	154,44	125	5,56	1.46
Conduite 67	34,79	40	0,03	0.65
Conduite 68	30,3	63	1,61	1.36
Conduite 69	35,03	63	0,07	1.49
Conduite 70	72,08	75	1,30	1.10
Conduite 71	20,73	90	1,13	1.18
Conduite 72	49,2	125	0,15	0.80
Conduite 73	14,11	75	0,05	0.97
Conduite 74	50,58	50	0,09	0.55
Conduite 75	139,02	125	3,59	0.94
Conduite 76	70,9	63	0,06	1.35
Conduite 77	40,79	125	3,32	0.87
Conduite 78	103,2	125	2,93	0.97

Conduite 79	37,09	40	0,09	0.87
Conduite 80	37	125	2,47	0.82
Conduite 81	37,09	50	0,13	0.71
Conduite 82	79,62	160	4,78	1.01
Conduite 83	30 ,82	50	0,56	1.33
Conduite 84	20,39	50	0,28	0.66
Conduite 85	50,81	75	3,92	1.03
Conduite 86	44,50	50	0,07	1.40
Conduite 87	24	63	0,04	0.77
Conduite 88	45,95	90	1,97	1.16
Conduite 89	34,95	63	0,34	0.80
Conduite 90	78,42	90	0,03	0.56
Conduite 91	28,78	40	0,06	0.55
Conduite 92	40	50	0,07	0.62
Conduite 93	99,27	63	0,11	0.56
Conduite 94	19,22	63	0,45	0.78
Conduite 95	40	63	0,23	0.55
Conduite 96	17,2	50	0,02	0.65
Conduite 97	15,12	63	0,02	0.74
Conduite 98	17,20	50	0,10	0.51

Conduite 99	17,84	50	0,02	0.74
Conduite 100	24	63	0,04	0.77
Conduite 101	30,90	50	0,03	0.56
Conduite 102	21,16	125	0,31	0.74
Conduite 103	46,5	125	0,26	0.61
Conduite 104	45 ,89	75	0,46	1.09
Conduite 105	13,47	90	-0,05	1.03
Conduite 106	12,56	75	0,73	0.97
Conduite 107	17,3	50	0,40	0.53
Conduite 108	24,36	50	0,14	0.53
Conduite 109	48,64	50	0,07	0.70
Conduite 110	14,11	75	0,05	0.97
Conduite 111	133,96	50	0,15	0.80
Conduite 112	75,4	50	0,13	0.68
Conduite 113	140,5	50	0,05	0.65
Conduite 114	76,9	50	0,10	0.52
Conduite 115	39,7	125	3,78	1.25
Conduite 116	16,95	110	3,43	1.14
Conduite 117	23,53	110	3,08	1.33
Conduite 118	86,1	90	2,37	1.03

Conduite 119	29,01	90	0,98	1.30
Conduite 120	78,5	40	0,02	0.74
Conduite 121	33,46	50	0,05	0.67
Conduite 122	48,03	90	1,23	0.72
Conduite 123	31,96	75	0,58	1.36
Conduite 124	40,2	40	-0,18	0.93
Conduite 125	74,18	50	-0,36	0.85
Conduite 126	20	50	0,03	0.57
Conduite 127	46,65	63	0,16	0.86
Conduite 128	45,8	63	0,56	1.32
Conduite 129	28	50	0,10	0.52
Conduite 130	23,09	50	0,02	0.73
Conduite 131	34,9	50	0,17	0.59
Conduite 132	40	50	0,11	0.59
Conduite 133	20,81	63	0,10	0.54
Conduite 134	40	75	0,59	1.39
Conduite 135	40	75	0,25	1.46
Conduite 136	70,97	63	0,06	1.26
Conduite 137	29,87	63	0,13	0.86
Conduite 138	20,51	63	1,19	1.01

Conduite 139	70	50	0,03	0.67
Conduite 140	46,65	50	0,16	0.86
Conduite 141	70,9	50	0,06	1.35
Conduite 142	21,16	50	0,31	0.74
Conduite 143	80	63	22,23	1.18
Conduite 144	40,79	125	3,32	0.87
Conduite 145	86,1	125	2,37	1.03
Conduite 146	40,09	50	0,10	0.97
Conduite 147	154,44	50	5,56	1.46
Conduite 148	54,7	50	0,39	0.92
Conduite 149	50,81	50	3,92	1.03
Conduite 150	20	50	0,03	0.57

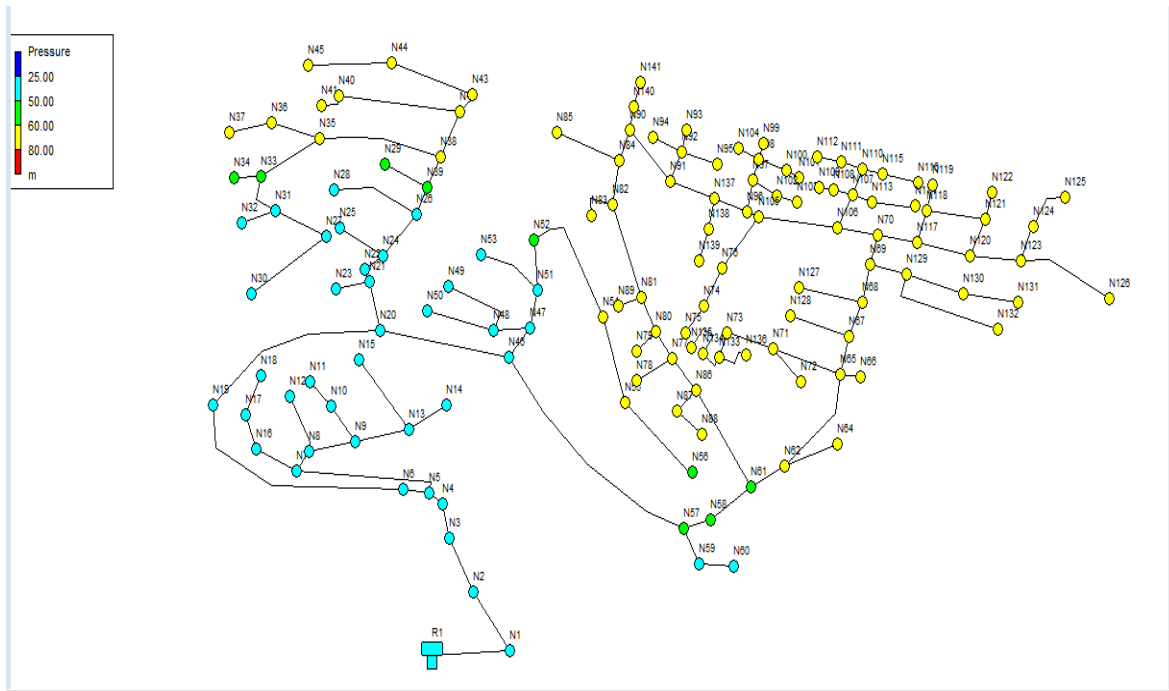


Figure VII.7: Réseau de distribution (rive droite de sidi aich) après la simulation (pression)

Les valeurs des, débits, les pressions et les charges de chaque conduite du réseau de distribution sont données dans les tableaux suivants :

Tableau VII.5: Détermination des débits les charges et les pressions du réseau

ID Arc	Altitude	Débit(l/s)	Charge (m)	Pression(m/s)
N1	144	0.50	182.14	28.00
N2	143	0.41	172.13	29.00
N3	144	0.22	170.74	28.00
N4	144.5	0.03	165.60	27.50
N5	144.6	0.22	150.33	27.40
N6	144.3	0.40	165.98	27.70
N7	145	0.29	169.40	27.00
N8	145.5	0.13	161.22	26.50

N9	146	0.18	158.60	26.00
N10	145.3	0.08	155.40	26.70
N11	145.7	0.03	149.90	26.30
N12	145.3	0.05	145.65	26.70
N13	146.5	0.23	140.66	25.50
N14	146.9	0.03	138.90	25.10
N15	146.3	0.13	130.13	25.70
N16	145.3	0.08	140.66	26.70
N17	145.5	0.09	145.99	26.50
N18	146.33	0.05	145.79	25.67
N19	145	4.00	145.78	27.00
N20	146.08	0.55	135.78	25.92
N21	138.12	0.12	140.10	33.88
N22	137.73	0.13	146.65	34.27
N23	138.56	0.05	142.10	33.44
N24	136.76	0.11	140.71	35.24
N25	136.85	0.04	142.96	35.15
N26	127.63	0.24	139.32	44.37
N27	136.15	0.23	137.52	35.85
N28	128.4	0.05	135.90	43.60

N29	121.78	0.05	133.69	50.22
N30	137.88	0.16	134.54	34.12
N31	127.53	0.24	132.89	44.47
N32	128.93	0.11	133.87	43.07
N33	118.17	0.23	133.06	53.83
N34	118.3	0.15	133.73	53.70
N35	110.99	0.38	136.01	61.01
N36	106.09	0.22	135.09	65.91
N37	105.75	0.05	120.60	66.25
N38	111.26	0.32	130.89	60.74
N39	121.85	0.14	131.43	50.15
N40	102.96	0.35	132.43	69.04
N41	104.01	0.06	136.29	67.99
N42	105.89	0.17	139.06	66.11
N43	104.86	0.17	139.01	67.14
N44	105	0.18	139.69	67.00
N45	104.9	0.11	136.03	67.10
N46	146.9	0.68	139.48	25.10
N47	128.69	0.12	140.55	43.31
N48	129.8	0.37	136.9	42.20

N49	128.26	0.15	131.88	43.74
N50	130.95	0.17	130.79	41.05
N51	123.83	0.14	131.32	48.17
N52	113.16	0.26	134.94	58.84
N53	122.01	0.11	136	49.99
N54	106.78	0.29	129.78	65.22
N55	110.78	0.29	126.45	61.22
N56	116.48	0.21	140.86	55.52
N57	120.15	0.68	132.09	51.85
N58	118.5	0.09	130.76	53.50
N59	123.37	0.12	129.65	48.63
N60	128.27	0.08	130.4	43.73
N61	113.01	11.37	133.77	58.99
N62	110.01	0.33	136.2	61.99
N63	97	0.05	134.66	75.00
N64	111.5	0.10	129.91	60.50
N65	102.65	0.15	128.31	69.35
N66	102.99	0.03	130.22	69.01
N67	101.22	0.24	130.21	70.78
N68	99.59	0.25	130.91	72.41

N69	94.12	0.05	128.98	77.88
N70	96.59	0.16	131.04	75.41
N71	101.9	0.24	129.54	70.10
N72	102.9	0.07	132.39	69.10
N73	101.44	0.11	135.54	70.56
N74	101.44	0.11	130.62	70.56
N75	103.19	0.15	137.82	68.81
N76	100.49	0.06	133.89	71.51
N77	105.71	0.24	128.11	66.29
N78	109.63	0.09	128.55	62.37
N79	106.2	0.06	125	65.80
N80	104.51	0.21	126.41	67.49
N81	102.54	0.33	127.57	69.46
N82	98.58	0.37	125.07	73.42
N83	100.98	0.09	129.2	71.02
N84	97.24	0.02	129.17	74.76
N85	97.57	0.13	125.26	74.43
N86	107.24	0.29	128.34	64.76
N87	108.09	0.29	122.09	63.91
N88	110.09	0.28	135.05	61.91

N89	105.79	0.07	130.18	66.21
N90	96.08	0.20	131.81	75.92
N91	96.02	0.17	130.14	75.98
N92	95.1	0.19	128.21	76.90
N93	94.9	0.03	130.15	77.10
N94	96.01	0.07	127.52	75.99
N95	95.99	0.06	122.06	76.01
N96	96.26	0.17	122.29	75.74
N97	95.02	0.11	123.07	76.98
N98	93.5	0.09	119.06	78.50
N99	94.2	0.02	124.6	77.80
N100	93.6	0.07	125.33	78.40
N101	93.96	0.02	119,45	78.04
N102	94.01	0.08	120,45	77.99
N103	94.15	0.03	19,09	77.85
N104	93.85	0.02	118,66	78.15
N105	96.18	0.25	118,84	75.82
N106	96.5	0.30	118,99	75.50
N107	94.56	0.16	118,87	77.44
N108	94.54	0.06	118,66	77.46

N109	94.56	0.04	116,45	77.44
N110	93.88	0.13	117,91	78.12
N111	93.88	0.08	117,87	78.12
N112	93.97	0.05	116,21	78.03
N113	94.61	0.05	116,55	77.39
N114	101.9	0.24	114,75	70.10
N115	102.9	0.07	114,66	69.10
N116	101.44	0.11	114,01	70.56
N117	101.44	0.11	113,88	70.56
N118	103.19	0.15	125,3	68.81
N119	100.49	0.06	123,5	71.51
N120	105.71	0.24	114,77	66.29
N121	109.63	0.09	113 ,87	62.37
N122	106.2	0.06	113,22	65.80
N123	104.51	0.21	113,98	67.49
N124	94.80	0.02	112,03	77.20
N125	93.99	0.10	112,76	78.01
N126	94.12	0.05	112,87	77.88
N127	95.84	0.19	111,84	76.16
N128	94.80	0.05	111,9	77.20

N129	94.13	0.05	111,01	77.87
N130	96.16	0.19	111,52	75.84
N131	94.82	0.16	110,2	77.18
N132	94.40	0.03	110,80	77.60
N133	95.74	0.29	110, 76	76.26
N134	94.83	0.08	110,66	77.17
N135	94.94	0.02	110,54	77.06
N136	101.98	0.17	110,05	70.02
N137	99.66	0.10	109,3	72.34
N138	101.2	0.11	113,09	70.80
N139	97.55	0.21	110,08	74.45
N140	96.93	0.19	109,3	75.07
N141	96.49	0.06	108 ,96	75.51
N142	97.6	0.13	108,74	74.40
N143	101.87	0.10	108,06	70.13
N144	102.75	0.10	107,66	69.25
N145	103.1	0.06	107,44	68.90
N146	101.7	0.03	107,87	70.30
N147	96.7	0.18	106,15	75.30
N148	97.9	0.11	105,77	74.10

N149	99,32	0.05	105,23	72.68
N150	95.2	0.10	120,33	76.80
N151	97	0.05	125,98	75.00

Conclusion

Dans ce dernier chapitre, on a déterminé les différents diamètres du réseau de distribution de la rive droit de la commune de sidi aich, en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau de chaque tronçon et nœud.

La détermination des paramètres hydrauliques tels que le débit, la vitesse, les pressions et les diamètres a été réalisée à l'aide du logiciel EPANET.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Tout au long de ce mémoire, nous avons traité les différentes phases du projet d'alimentation en eau potable de la rive droite de la commune de Sidi Aïch, Wilaya de Bejaïa, qui se compose de deux zones (CNEP et MAALA)

Selon la présente étude, la population des deux zones concernées atteindra 11075 habitants à l'horizon 2051, la consommation pour cet horizon sera de l'ordre de 1661,21 2 m³/j.

Nous avons procédé à la vérification des capacités des réservoirs existants, par ailleurs, la chaîne d'adduction est composée de trois tronçons à écoulement par refoulement entre les deux stations de reprise et le réservoir Maala plus le tronçon de forage IMOULA vers le RESERVOIR MALAA avec un diamètre de 250 mm, et écoulement gravitaire de diamètre de 250 mm entre le réservoir MAALA et le réservoir CNEP. Le matériau choisi est dans l'ensemble le PEHD et fonte et les pressions nominales sont de 16 bars.

L'utilisation du catalogue numérique CAPRARI nous a permis de déterminer le type de pompe à adopter pour les stations de reprise et le forage. Ainsi, le choix s'est porté sur une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM 100/7 A) pour SR1 et concernant la SR2 on a opté pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM 100/ 2 A) et une pompe centrifuge multicellulaire à axe vertical de type (P8C/5/30/9A) .

Nous avons également abordé l'étude du coup de bélier de tous les tronçons. Tandis que, les trois tronçons ne présentent aucun risque vis-à-vis de ce phénomène.

À l'aide du logiciel EPANET, nous avons modélisé puis simulé le comportement hydraulique du réseau de distribution de la zone d'étude. Après simulation on a constaté une

pression au niveau des nœuds est acceptable. Le réseau est dimensionné avec des conduites en fonte ET PEHD (PN16).

Pour les diamètres entre 40 mm et 250 mm et pour lesquels les pressions et les vitesses sont acceptables.

Enfin, nous espérons avoir répondu à l'objectif fixé au départ de ce projet.

Liste bibliographie

Liste bibliographie

- [1] <http://fr-fwether-spark.com>
- [2] **Données** recueillies auprès des services l’ADE de Bejaia, et la subdivision d’hydraulique de la commune de sidi aich, Wilaya de Bejaia.
- [3] **Mesrane, L., Eldjouzi, H.** (2020). Alimentation en eau potable du village Tala Bouzrou à partir de la nouvelle chaine flanc nord Telatha, commune de Makouda, wilaya de Tizi Ouzou. Mémoire de Fin d’Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 89 pages.
- [4] **Dupont, A.** (1979). Hydraulique Urbaine, Tome II : Ouvrages de transport-Élévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, 484 pages.
- [5] **Abbas, M., Bakouche, H.** (2019). Etude d’alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d’Ighil Emda, Wilaya de Bejaia. Mémoire de Fin d’Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 115 pages.
- [6] **Carlier, M.** (1980). Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles, Paris, 588 pages.
- [7] **Idir, S. (2015).** Diagnostic et réhabilitation du réseau d’alimentation en eau potable de la région d’Ait Sidi-Ali commune de Barbacha (Wilaya de Bejaia). Mémoire de Fin d’Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 100 pages.
- [8] **Berreksi, A. (2015).** Hydraulique 3, Polycopié de cours. *L3 Hydraulique, Option Hydraulique Urbaine.* Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 55 pages.
<https://elearning.univbejaia.dz/pluginfile.php/206256/modresource/content/1/BERREKSI%20-%20COURS%20-%20HYDRAULIQUE%203%20-%20L3%20HU.pdf>
- [9] **AHSENE, L.** : «Alimentation en eau potable (adduction) de la commune Tizi N’Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune (W.Tizi-Ouzou) », Mémoire de fin d’étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juin 2015.
- [10] **Goudjil, S., Sadelli, H. (2017)** . Alimentation en eau potable des localités M’nair I, M’nairII, Heddada, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Kouidi et El Assa (W. Souk Ahras). Mémoire de Fin d’Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbaine.

Liste bibliographie

Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 140 pages.

[11] **Dupont, A. (1979).** Hydraulique Urbaine, Tome II : Ouvrages de transport-Élévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, 484 pages

[12] **DUPONT, A. :** Hydraulique urbaine. Tome II, Ouvrages de transport Élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979.

[13] **GOUDJIL, S., et SADELLI, H. :** « Alimentation en eau potable des localités M’Nairi I, M’Nairi II, Heddada, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Koudiet El Assa (W. Souk Ahras) », Mémoire de fin d’étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juin 2017.

[14] **HADJOU, N., et HADDAR, A. :** « Renforcement du réseau d’Alimentation en eau potable du village de RAFFOUR commune M’CHEDALLAH (W. Bouira) », Mémoire de fin d’étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juillet 2019.

[15] **HAMOUCHE, B., et AMGHAR, N. :** « Renforcement du réseau d’AEP des huit villages de la commune de KENDIRA à partir du piquage de la chaine de BERBACHA (W. Bejaia) », Mémoire de fin d’étude, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, Juillet 2019.

Annexes

Annexes

**Annexe 01 : Coefficient de variation maximale horaire de la consommation
(Kmax.h)**

Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation (Kmax.h)											
	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,70	1,80	1,90	2,00	2,50
0 - 1	3,50	3,35	3,20	3,00	2,50	2,00	1,50	1,00	0,90	0,85	0,75	0,60
1 - 2	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1,00	0,90	0,85	0,75	0,60
2 - 3	3,45	3,30	2,90	2,50	2,20	1,85	1,50	1,00	0,90	0,85	1,00	1,20
3 - 4	3,40	3,20	2,90	2,60	2,25	1,90	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00
4 - 5	3,40	3,25	3,35	3,50	3,20	2,85	2,50	2,00	1,35	2,70	3,00	3,50
5 - 6	3,55	3,40	3,75	4,10	3,90	3,70	3,50	3,00	3,85	4,70	5,50	3,50
6 - 7	4,00	3,85	4,15	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,20	5,35	5,50	4,50
7 - 8	4,40	4,45	4,65	4,90	5,10	5,30	5,50	6,50	6,20	5,85	5,50	10,20
8 - 9	5,00	5,20	5,05	4,90	5,35	5,80	6,25	6,50	5,50	4,50	3,50	8,80
9 - 10	4,80	5,05	5,40	5,60	5,85	6,05	6,25	5,50	5,85	4,20	3,50	6,50
10 - 11	4,70	4,85	4,85	4,90	5,35	5,80	6,25	4,50	5,00	5,50	6,00	4,10
11 - 12	4,55	4,60	4,60	4,70	5,25	5,70	6,25	5,50	6,50	7,50	8,50	4,10
12 - 13	4,55	4,60	4,50	4,40	4,60	4,80	5,00	7,00	7,50	7,90	8,50	3,50
13 - 14	4,45	4,55	4,30	4,10	4,40	4,70	5,00	7,00	6,70	6,35	6,00	3,50
14 - 15	4,60	4,75	4,40	4,10	4,60	5,05	5,50	5,50	5,35	5,20	5,00	4,70
15 - 16	4,60	4,70	4,55	4,40	4,60	5,30	6,00	4,50	4,65	4,80	5,00	6,20
16 - 17	4,60	4,65	4,50	4,30	4,90	5,45	6,00	5,00	4,50	4,00	3,50	10,40
17 - 18	4,30	4,35	4,25	4,10	4,60	5,05	5,50	6,50	5,50	4,50	3,50	9,40
18 - 19	4,35	4,40	4,45	4,50	4,70	4,85	5,00	6,50	6,30	6,20	6,00	7,30
19 - 20	4,25	4,30	4,40	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,35	5,70	6,00	1,60
20 - 21	4,25	4,30	4,40	4,50	4,40	4,20	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	1,60
21 - 22	4,15	4,20	4,50	4,80	4,20	3,60	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	1,00
22 - 23	3,90	3,75	4,20	4,60	3,70	2,85	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	0,60
23 - 24	3,80	3,70	3,50	3,30	2,70	2,10	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60

Annexe 02 : Les Diamètres normalisés du PEHD

Dext	Dint PN6	Dint PN10	Dint PN16	Dint PN20
20	16	16	15,4	
25	21	21	19	
32	28	27,2	24,8	
40	36	34	31	
50	45,2	44	38,8	
63	57	55,4	48,8	
75	67,8	63,8	58,2	
90	83	79,2	73,6	69,8
110	101,6	96,8	90	85,4
125	115,4	110,2	102,2	97
160	147,6	141	130,8	124,2
200	184,6	176,2	163,6	155,2
250	230,8	220,4	204,6	194,2
315	290,8	277,6	257,8	244,6
400	369,4	352,6	327,4	310,6
500	461,8	440,6	409,2	388,4
630	581,8	555,2	515,6	

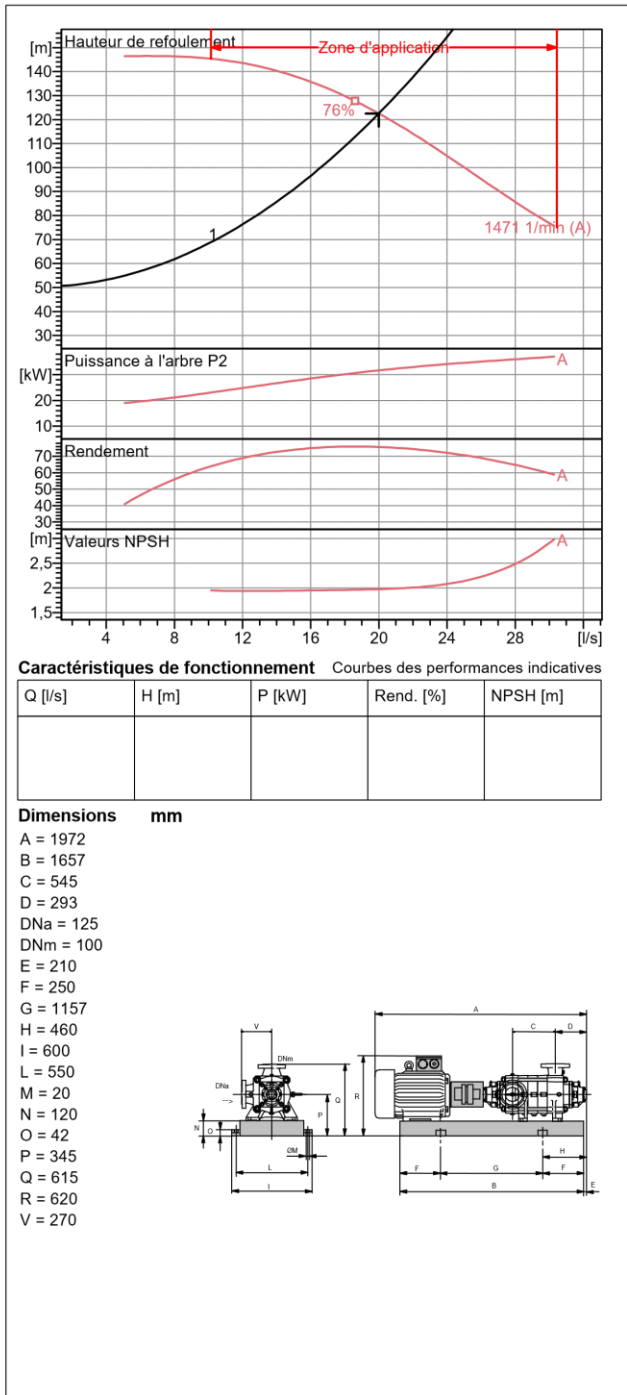
Annexe 03 : Caractéristiques de la pompe tronçon (station reprise timzeghra vers le réservoir maala)



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 100/ 7 A	
Caractéristiques requises	
Débit	20 l/s
Hauteur de refoulement	123 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	20 l/s
Hauteur de refoulement	123 m
Puissance absorbée	31,7 kW
Rendement	75,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	148 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	0,998 kg/dm ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	645 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



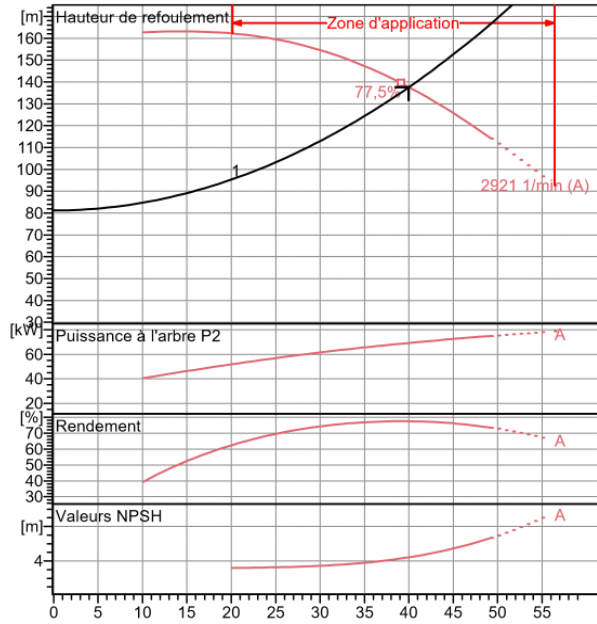
Annexe 04 : Caractéristiques de la pompe tronçon (station reprise maala vers le réservoir maala)



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 100/ 2 A	
Caractéristiques requises	
Débit	40 l/s
Hauteur de refoulement	138 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	40 l/s
Hauteur de refoulement	138 m
Puissance absorbée	69,3 kW
Rendement	77,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	161 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	0,998 kg/dm ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	752 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

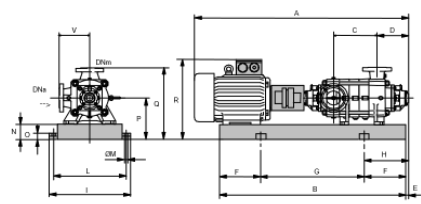


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 2040
- B = 1415
- C = 170
- D = 293
- DNa = 125
- DNm = 100
- E = 200
- F = 250
- G = 915
- H = 450
- I = 670
- L = 620
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 690
- R = 860
- V = 270



Annexe 05 : Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	Agg.de type rural
00-1	1.5	1	3	3.35	0.75
1-2	1.5	1	3.2	3.25	0.75
2-3	1.5	1	2.5	3.3	1
3-4	1.5	1	2.6	3.2	1
4-5	2.5	2	3.5	3.25	3
5-6	3.5	3	4.1	3.4	5.5
6-7	4.5	5	4.5	3.85	5.5
7-8	5.5	6.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.25	6.5	4.9	5.2	3.5
9-10	6.25	5.5	5.6	5.05	3.5
10-11	6.25	4.5	4.8	4.85	6
11-12	6.25	5.5	4.7	4.6	8.5
12-13	5	7	4.4	4.6	8.5
13-14	5	7	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	6	4.5	4.4	4.7	5
16-17	6	5	4.3	4.65	3.5
17-18	5.5	6.5	4.1	4.35	3.5
18-19	5	6.5	4.5	4.4	6
19-20	4.5	5.0	4.5	4.3	6
20-21	4	4.5	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-00	1.5	1	3.3	3.7	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe 06 : Caractéristiques de la pompe tronçon (Fourrage imoula verre la station reprise maala)



COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

SELECTION INDICATIVE; contacter nos service commerciaux pour un projet complet.

P8C/5/30/9A	
Caractéristiques requises	
Débit	30 l/s
Hauteur de refoulement	197 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

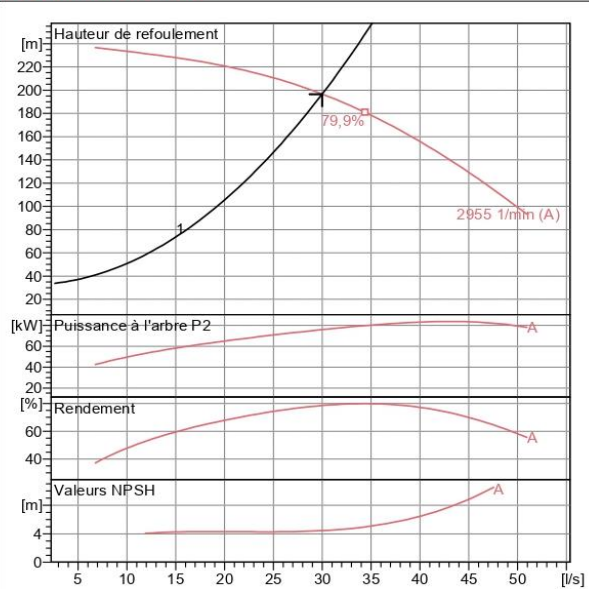
Caractéristiques de la pompe	
Débit	30 l/s
Hauteur de refoulement	197 m
Puissance absorbée	75,9 kW
Rendement	78,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	246 m
Orif. de refoulement	125 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	90 kW
Courant nominal	- 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 g/m ³
Densité max.	0,998 kg/dm ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales	
Poids	Sur dem. kg

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

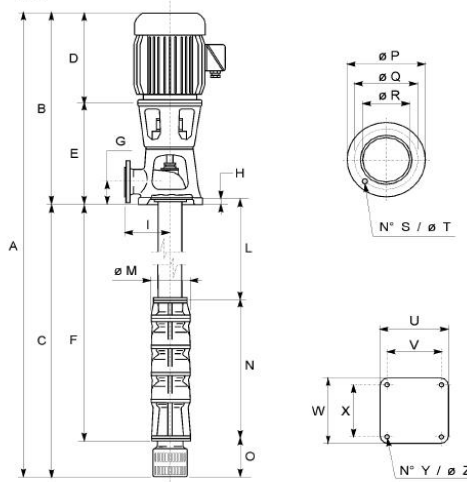


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- C = 4827
- D = 1010
- DN = 125
- F = 4595
- L = 3050
- M = 190
- N = 1545
- No = 8
- O = 232
- P = 250
- Q = 210
- R = 125
- T = 18



Notes:

Date 24/09/2022	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Actualisation d'eau potable réseau de distribution de la rive droite de la commune de SIDI AICH

Résumé

Dans ce mémoire de fin cycle nous avons traité alimentation en eau potable de la rive droite du commun sidi aich de Béjia) l'étude a été menée sur 7 étapes principales : la présentation du site et l'estimation des besoins, le dimensionnement des réservoirs de stockage et l'adduction, le choix des pompes, la protection de conduit et enfin dimensionnement du réseau de distribution et conclusion générale.

Abstract

In this end-of-cycle dissertation, we have dealt with drinking water supply on the right bank of the Sidi Aich commune of Béjia) the study was carried out in 7 main stages: the presentation of the site and the estimation of needs, the sizing of the storage tanks and conveyance, choice of pumps, conduit protection and finally sizing of the distribution network and general conclusion.

ملخص

من خلال هذه المذكرة، تناولنا موضوع إمدادات مياه الشرب على الضفة اليمنى لبلدية سيدي عيش في ولاية بجاية) وأجريت هذه الدراسة على 7 مراحل رئيسية: حيث قمنا بعرض الموقع وتقدير احتياجات المنطقة لمياه الشرب، ودراسة حجم صهاريج التخزين والنقل واختيار المضخات وحماية أنابيب الماء، وأخيراً تحديد حجم شبكة التوزيع وتقديم استنتاج عام حول هذا الموضوع.