



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire de recherche en **Hydraulique appliquée et environnement**

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

ALLAOUA Rida

ACHOUR Adel

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

PROJET DE REHABILITATION DU SYSTEME D'AEP DU SECTEUR TALA MERKHA VILLE DE BEJAIA

Soutenu le **07 /07 /2022** Devant le jury composé de :

- Président : **NASRI. K**
- Promoteur (s) : **MERAH. F**
- Examineur (s) : **HAMCHAOUI. S**

Remerciement

On remercie dieu le tout puissant, de nous avoir donné le courage et la patience de mener ce modeste travail.

*Nous tenons à remercier, en premier lieu monsieur **MERAH. F** d'avoir accepté de nous encadrer de nous avoir accueillis et la confiance qui nous a donné au sein de son laboratoire et pour l'aide, les conseils et le soutien moral dont il nous apporté.*

*Nous tenons à remercier, toute l'équipe de l'**ADE PROJET** a sa tête Mr **AIT LAOUSSINE** pour les moyens qui ont mis a notre service.*

Nos remercions tous les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger ce travail.

Nous tenons aussi à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce travail.

Tous les mots restent faibles pour exprimer notre profonde reconnaissance à nos familles pour leurs soutiens et l'aide précieuse qu'ils nous ont apporté durant nos longues années d'études.

Dédicace

*D'abord je tiens à remercier le bon dieu de m'avoir appris, protégé,
guidé tout au long de ma vie.*

Je dédie ce modeste mémoire :

A mes très chers parents, source de vie, d'amour et d'espoir.

*Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ma
gratitude et ma reconnaissance envers vous. Ce travail est le fruit de
vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et ma
formation et sans vous je n'aurais jamais été ce que je suis. Que
dieu, le tout puissant, préserve ma mère et lui accorde santé, longue
vie et bonheur.*

*Et a toi mon cher papa j'espère que t'es fier de ce j'ai accompli
jusqu'à présent*

*A mes chers frères, Yazid, Salim et sa femme Biba et leur petits
anges Lyna et Dylan source de joie et de bonheur et a Nadjim et sa
femme Sonia.*

A toute ma famille.

*A mes cher amis intimes Anis, Ghilas, Lamine, Lyes, un grand
merci pour votre soutien.*

*A toi Massi MOUDOUB pour le soutien et pour nous avoir épauler
durant cette période.*

A mon ami et binôme Rida, ainsi que sa famille.

A vous chers lecteurs.

Dédicace

*D'abord je tiens à remercier le bon dieu de m'avoir appris, protégé,
guidé tout au long de ma vie.*

Je dédie ce modeste mémoire :

A ma très chère famille

*A tous les gens qui m'ont soutenu au cours de mon cursus, à tous
les gens qui m'ont épaulé*

A mon cher ami Omar, et a mon cousin l'allemand Lounis

A mon ami et binôme Adel, ainsi que sa famille.

A vous chers lecteurs.

Sommaire

Introduction générale.....	01
----------------------------	----

Chapitre I. Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction	02
I.2. Présentation du site.....	02
I.2.1. Situation géographique	02
I.2.2. Situation topographique.....	03
I.2.3. Situation climatologique.....	03
I.2.3.1. Température.....	03
I.2.3.2. Pluviométrie.....	05
I.2.4. Situation hydraulique.....	05
I.2.4.1. Ressource en eau.....	05
I.2.4.2. Système d'alimentation en eau potable.....	06
I.2.4.3. Ouvrage de stockage.....	06
I.2.4.4. Infrastructures existantes.....	06
I.3. Conclusion	07

Chapitre II : Diagnostic physique

II.1. Introduction.....	08
II.2. Les infrastructures du réseau d'AEP actuel	08
II.2.1. Les ressources en eau.....	08
II.2.2. Stations de pompage et ouvrages de stockage.....	08
II.2.3. Les conduites d'adduction.....	08
II.2.4. Les conduites de distribution.....	08
II.3. Diagnostic des ouvrages existants.....	09

II.3.1. Réservoir et station de pompage TALA MERKHA (SP2).....	09
II.3.2. Diagnostic de la conduite d'adduction SMINA-TALA MERKHA.....	15
II.3.3. Diagnostic des conduites de distributions.....	15
II.4. Conclusion	16

Chapitre III. Estimation des besoins en eau

III .1. Introduction.....	17
III.2. Évaluation de la population.....	17
III.2.1. Situation démographique actuelle	17
III.2.2. Estimation de la population future.....	17
III.3. Estimation des besoins en eau.....	17
III.3.1. Norme de consommation.....	17
III.3.2. Détermination de la norme de consommation journalière.....	18
III.4. Calcul de la consommation moyenne journalière	18
III.5. Majoration de la consommation moyenne journalière	19
III.6. Variation de la consommation journalière	20
III.7. Coefficient d'irrégularité horaire	21
III.7.1. Coefficient d'irrégularité horaire maximale	21
III.7.2. Coefficient d'irrégularité horaire minimale	22
III.8. Débit moyen horaire	23
III.9. Etude des variations des débits horaire.....	23
III.10. Variation des débits horaires.....	24
III. 11. Conclusion.....	26

Chapitre IV. Les réservoirs

IV.1. Introduction.....	27
IV.2. Définition.....	27

IV.3. Rôle de réservoir.....	27
IV.4. Caractéristiques du réservoir	27
IV.5. Emplacement du réservoir	28
IV.6. Classification et choix des réservoirs.....	28
IV.7. Équipement du réservoir.....	29
IV.7.1. Conduite d'adduction	29
IV.7.2. Conduite de distribution	29
IV.7.3. Trop-plein.....	30
IV.7.4. Conduite de Vidange.....	30
IV.7.5. By-pass.....	30
IV.8. Entretien des réservoirs.....	31
IV.9. La capacité du réservoir.....	31
IV.9.1. Méthode graphique.....	31
IV.9.2. Méthode analytique.....	31
IV.10. Calcul des capacités réservoirs	33
IV.11. Conclusion.....	36

Chapitre V : Adduction

V. 1. Introduction.....	37
V.2. Type d'adduction.....	37
V.2.1. Adduction gravitaire.....	37
V.2.2. Adduction par refoulement.....	37
V.2.3. Adduction mixte.....	37
V.3. Description du schéma d'adduction.....	37
V.4. Choix du tracé	38
V.5. Type de conduite	38

V.6. Choix du type des conduites.....	39
V.6.1. Profil en long.....	39
V.7. Étude technico-économique de l'adduction	40
V.7.1. Dimensionnement des conduites.....	40
V.8. Calcul Hydraulique.....	44
V.9. Dimensionnement du tronçon d'adduction par refoulement.....	45
V.10. Conclusion.....	47

Chapitre VI : Pompage

VI.1. Introduction.....	48
VI.2. Eléments constitutifs d'une station de pompage.....	48
VI.3. Classifications des pompes.....	48
VI.3.1. Les pompes volumétriques.....	48
VI.3.2. Les turbopompes.....	49
VI.4. Choix du type de la pompe.....	49
VI.5. Couplage des pompes.....	50
VI.5.1. Couplage en parallèle.....	50
VI.5.2. Couplage en série.....	50
VI.6. Installation d'une pompe.....	51
VI.7. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge.....	51
VI.7.1. Le débit de pompage (Q).....	51
VI.7.2. La vitesse de rotation (N).....	52
VI.7.3. La hauteur manométrique totale (HMT).....	52
VI.7.4. Les puissances utiles et absorbées	52
VI.7.4.1. Puissance absorbée par la pompe.....	52
VI.7.4.2. Puissance hydraulique (puissance utile).....	52

VI.7.5. Le rendement de la pompe.....	53
VI.8. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	53
VI.8.1. La courbe hauteur-débit « $H=f(Q)$ ».....	53
VI.8.2. La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ ».....	54
VI.8.3. La courbe des puissances absorbées-débit « $P_a=f(Q)$ ».....	54
VI.9. Caractéristique de la conduite.....	55
VI.10. Point de fonctionnement.....	55
VI.10.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage.....	55
VI.10.2. Le vannage (étouffement).....	56
VI.10.3. Rognage de la roue.....	56
VI.10.4. La variation de la vitesse de rotation.....	57
VI.11. Le phénomène de cavitation.....	57
VI.12. Choix du type de pompe pour la station de SMINA.....	58
VI.13. Conclusion.....	60

Chapitre VII : Protection contre le coup de bélier

VII.1. Introduction	61
VII.2. Coup de Bélier	61
VII.2.1. Définition	61
VII.2.2. Causes du coup de Bélier.....	61
VII.2.3. Conséquences du phénomène.....	61
VII.3. Interprétation physique du coup de bélier	62
VII.4. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	62
VII.4.1. Volant d'inertie.....	62
VII.4.2. Soupapes de décharge.....	63
VII.4.3. Les ventouses	63

VII.4.4. Cheminée d'équilibre.....	64
VII.4.5. Réservoir d'air.....	64
VII.4.6. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier.....	65
VII.5. Étude du coup de bélier.....	66
VII.6. Conclusion	68

Chapitre VIII : distribution

VIII.1. Introduction.....	69
VIII.2. Classification des réseaux.....	69
VIII.2.1. Réseau ramifié.....	69
VIII.2.2. Réseau maillé.....	70
VIII.2.3. Réseau mixte.....	70
VIII.2.4. Réseau étagé.....	70
VIII.3. Choix du type des conduites.....	71
VIII.4. Equipements du réseau de distribution	71
VIII.4.1. Les canalisations.....	71
VIII.4.2. Organes accessoires.....	71
VIII.4.3. Les raccords.....	73
VIII.5. Choix du réseau à adopter.....	75
VIII.5.1 Schéma de notre réseau	76
VIII.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	77
VIII.6.1. Déterminateur le débit du réseau	77
VIII.6.1.1. Débit spécifique	77
VIII.6.1.2. Débit en route.....	77
VIII.6.1.3. Débit en nœud.....	77
VIII.6.2. Calcul des pressions de service du réseau	77

VIII.7. Dimensionnement du réseau.....	78
VIII.8. Modélisation du réseau.....	83
VIII.9. Matériel utilisé pour régulariser les pressions.....	86
VIII.10. Étude de la distribution en tenant compte le débit d'incendie	93
VIII.11. Conclusion.....	94
Conclusion générale.....	95

Liste des tableaux

Tableau I.1. Répartition des températures mensuelles de l'année 2021.....	04
Tableau I.2. Répartition des précipitations mensuelles de l'année 2021.....	05
Tableau I.3. Tableau des infrastructures existantes.....	07
Tableau II.1. Caractéristiques de la conduite existante.....	08
Tableau III.1. Estimation de la population future.....	17
Tableau III.2. Consommation journalière domestique.....	18
Tableau III.3. Tableau de la consommation totale journalière.....	19
Tableau III.4. Tableau de la consommation journalière majorée.....	19
Tableau III.5. Tableau des variations de la consommation journalière.....	21
Tableau III.6. Tableau des variations du coefficient β_{max}	22
Tableau III.7. Tableau Coefficient d'irrégularité horaire maximale.....	22
Tableau III.8. Tableau des variations du coefficient β_{min}	22
Tableau III.9. Tableau Coefficient d'irrégularité horaire minimale.....	23
Tableau III.10. Présentation de la variation des débits horaire.....	24
Tableau III.11. Variation des débits horaires.....	24
Tableau IV.1. Type de réservoir existant.....	28
Tableau IV.2. Capacité de stockage du réservoir TALA MERKHA.....	33
Tableau IV.2. Capacité de stockage du réservoir TALA MERKHA (suite et fin).....	34
Tableau IV.3. Volume des réservoirs.....	36
Tableau IV.4. Dimension du réservoir projeté.....	36
Tableau V.1. Détermination de hauteur manométrique totale HMT.....	46
Tableau V.2. Calcul des frais d'exploitation.....	46
Tableau V.3. Calcul des frais d'amortissement.....	46

Tableau V.4. Calcul du bilan général.....	46
Tableau VI.1. Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	59
Tableau VI.2. Pression atmosphérique en fonction de la côte.....	59
Tableau VII.1. Avantage et inconvénients des appareils anti-bélier.....	65
Tableau VII.1. Avantage et inconvénients des appareils anti-bélier (suite et fin).....	66
Tableau VII.2. : Calcul des paramètres de coup de bélier.....	68
Tableau VIII.1. Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe.....	78
Tableau VIII.1. Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe (suite).....	79
Tableau VIII.1. Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe (suite).....	80
Tableau VIII.1. Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe (suite).....	81
Tableau VIII.1. Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe (suite).....	82
Tableau VIII.1. Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe (suite et fin).....	83
Tableau VIII.2. Différent appareillage utilisé pour régulariser les pressions.....	86
Tableau VIII.3. Listes des conduites projetées en PN16.....	86
Tableau VIII.4. Détermination des diamètres, vitesse et perte de charges du réseau.....	88
Tableau VIII.4. Détermination des diamètres, vitesse et perte de charges du réseau (suite).....	89
Tableau VIII.4. Détermination des diamètres, vitesse et perte de charges du réseau (suite et fin).....	90
Tableau VIII.5. Les pressions et les charges au niveau des nœuds.....	90
Tableau VIII.5. Les pressions et les charges au niveau des nœuds (suite).....	91
Tableau VIII.5. Les pressions et les charges au niveau des nœuds (suite).....	92
Tableau VIII.5. Les pressions et les charges au niveau des nœuds (suite et fin).....	93
Tableau VIII.6. Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe + débit incendie.....	94

Liste des figures

Figure I.1. Plan de situation du secteur TALA MERKHA.....	02
Figure I.2. Situation topographique de la zone d'étude	03
Figure I.3. Diagramme des températures en 2021 a Bejaïa	04
Figure I.4. Diagramme des précipitations en 2021 à Bejaïa.....	05
Figure I.5. Plan du tracé existant.....	06
Figure II.1. Entrée à l'état de piste.....	10
Figure II.2. La peinture des parois du réservoir en mauvaise état.....	10
Figure II.3. Regard de vanne envasé et sans tampon.....	11
Figure II.4. Station de pompage complètement inondé.....	11
Figure II.5. Fuite visible dans la vanne de la conduite d'aspiration.....	12
Figure II.6. Risque d'électrocution emmenant.....	12
Figure II.7. Etat des lieux de la station de pompage.....	13
Figure II.8. Détérioration de l'état extérieur des pompes.....	13
Figure II.9. Etat de la chambre des vannes	14
Figure II.10. Etat de l'intérieur de la chambre des vannes.....	14
Figure II.11. Déterrement de la conduite de distribution.....	16
Figure III.1. Évolution et variation de la consommation journalière.....	21
Figure III.2. Variation des débits horaires.....	25
Figure III.3. Variation des débits horaires cumulés.....	26
Figure IV.1. Conduite d'adduction.....	29
Figure IV.2. Conduite de distribution	29
Figure IV.3. Conduite de vidange.....	30
Figure IV.4. Conduit by-pass.....	30
Figure IV.5. Capacité de stockage du réservoir TALA MERKHA	34
Figure VI.1. Couplage de deux pompes en parallèle.....	50

Figure VI.2. Couplage de deux pompes en série.....	51
Figure VI.3 : Installation d'une pompe verticale.....	51
Figure VI.4 : Installation d'une pompe horizontale.....	51
Figure VI.5. La courbe de la hauteur par rapport au débit.....	53
Figure VI.6. La courbe du rendement par rapport au débit.....	54
Figure VI.7. Les courbes caractéristiques de la pompe centrifuge.....	54
Figure VI.8. Courbes caractéristiques de la pompe du la station SR SMINA.....	59
Figure VII.1. : Soupape de décharge.....	63
Figure VII.2 : une ventouse.....	63
Figure VII.3 : cheminé d'équilibre.....	64
Figure VII.4 : Réservoir d'air.....	65
Figure VIII.1. Réseau ramifié.....	69
Figure VIII.2. Réseau maillé.....	70
Figure VIII.3. Réseau étagé.....	70
Figure VIII.4. Robinet-vanne de sectionnement.....	71
Figure VIII.5. Ventouse.....	72
Figure VIII.6. Clapet anti retour.....	72
Figure VIII.7. Bouche d'incendie.....	73
Figure VIII.8. Les coudes.....	73
Figure VIII.9. Cône de réduction.....	74
Figure VIII.10. Manchon.....	74
Figure VIII.11. Les tés.....	75
Figure VIII.12. Bouchon d'extrémité.....	75
Figure VIII.13. Tracé du réseau de distribution TALA MERKHA.....	76
Figure VIII.14. Simulation du réseau de distribution TALA MERKHA	85

Figure VIII.16.Simulation du réseau apres instllation de VRP87

Liste des symboles :

P : population de l'année de référence.

P_f : population future à l'horizon considéré.

T : taux d'accroissement considéré en %.

n : nombre d'année séparant l'horizon considéré de l'année de référence.

Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière en m³/j.

N : nombre d'habitants.

D : dotation moyenne l/j/hab.

Q_{moy,j mos} : consommation moyenne journalière de la mosquée en m³/j.

N_f : nombre de fidèles.

D_m : dotation de la mosquée.

Q_{moy,j pri} : Consommation moyenne journalière du primaire en m³/j.

N_{pri} : Nombre de consommateurs dans le primaire.

D_{pri} : Dotation du primaire.

Q_{moy,j(majoré)} : débit moyen journalier majoré.

Q_{moy,j} : débit moyen journalier.

20% : taux de majoration.

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

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

K_{max,j} : coefficient d'irrégularité maximale qui dépend de l'importance de l'agglomération.

K_{min,j} : coefficient d'irrégularité minimale qui dépend de l'importance de l'agglomération.

α_{max} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre $1.2 \div 1.4$.

β_{max} = coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipement de l'agglomération et du régime de travail, il varie entre $0.4 \div 0.6$.

β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de population.

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

$Q_{max.h}$: débit maximale horaire en (m^3/h).

$Q_{min.h}$: débit minimale horaire en (m^3/h).

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

Q_h : débit horaire (m^3/h).

P : pourcentage horaire.

V_{max} : volume maximal (m^3).

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

$P\%$: résidu maximum dans le réservoir %.

R^+_{max} : résidu maximum positif (%).

R^-_{max} : résidu maximum négatif (%).

V_{TM} : volume total pour la consommation de TALA MERKHA (m^3)

$V_{max.TM}$: volume maximale de stockage (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie où $V_{inc} = 120 m^3$.

V_r : volume réservoir en m^3 .

D : diamètre du réservoir en m.

h : hauteur du réservoir en m.

H_{inc} : la hauteur de la réserve d'incendie.

V_{inc} : volume d'incendie.

V_T : volume : total du réservoir TALA MERKHA.

V_{ou} : volume total du réservoir OUSSAMA.

V_{to} : volume total du réservoir TARGA OUZMOUR.

V_{ou} : volume total du réservoir OUSSAMA.

$V_{max.ou}$: volume maximale de stockage (OUSSAMA).

V_{inc} : volume d'incendie.

$V_{max.to}$: volume maximale de stockage (TARGA OUZMOUR).

V_{sr} : volume de la station de reprise (m^3).

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge.

Q : débit refoulé dans la conduite (m^3/s).

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

V_{max} : vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.

D_{min} : Diamètre minimale de la conduite (m).

D_{max} : Diamètre maximale de la conduite (m).

D : diamètre de la conduite (m).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

HL : pertes de charges linéaires (m).

J : pertes de charges unitaires (m/ml).

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

L : longueur de la conduite (m).

λ : Coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature se rugosité de la conduite.

λ : Coefficient de pertes de charge.

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

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

Re : Nombre de Reynolds.

ν : Viscosité cinématique de l'eau.

t : température de l'eau.

K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs.

α : Coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de M.PETER LAMON.

α = 0.036 mm/ans, qui correspond à la zone de faible agressivité.

t : Temps de service = 25 ans.

H_T : Perte de charge totale (m).

H_s : Perte de charge singulière (m).

HMT : Hauteur manométrique totale.

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

HT : Perte de charge totale.

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

η : Rendement de pompage (0.7 ÷ 0.8), on prend **η** : 0.75.

E : énergie consommée pendant une année (KWh) .

t : Nombre d'heures de pompage par jour.

P : Puissance absorbée par la pompe (KW).

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

P_e : Prix du (Kwh), $P_e = 4.67$ (DA/Kwh) (source d'information Sonelgaz).

E : Energie consommée par la pompe (Kwh).

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

P_u : prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml).

A : Amortissement annuel.

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

n : nombre d'années d'amortissement ($n = 20$ ans).

B_L : Le bilan.

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

F_{am} : Les frais d'amortissement.

H_{mt} : hauteur manométrique totale en (m).

H_g : hauteur géométrique en (m).

J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m).

J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

Q : débit (m³/s).

H : Hauteur (m) ;

ϖ : Poids volumique de l'eau (N/m³).

η : Le rendement de la pompe.

P_a : Puissance absorbée par la pompe en (Kw).

P_u : Puissance hydraulique en (Kw).

H_c : perte de charge totale (m).

H_g : hauteur géométrique (m).

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

R : résistance de la conduite déterminée en remplaçant dans l'équation H_c et Q respectivement par la H_{mt} et le débit du point de fonctionnement déjà déterminé.

T : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h).

T' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h).

Q_{ap} : débit appelé correspondant au temps de fonctionnement T.

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

h : perte de charge engendrée par la vanne (m).

H' : la perte de charge totale de la conduite après vannage (m).

m : coefficient de rognage.

H_a : hauteur géométrique d'aspiration (m).

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

$\frac{P_0}{\rho \times g}$: Pression en (m.c.e) du plan d'eau d'aspiration.

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

Z : cote du plan d'aspiration par rapport au niveau de la mer.

a : Célérité de l'onde (m/s).

D : Diamètre intérieur de la conduite (mm).

e : Epaisseur de la conduite (mm).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

B : La valeur du coup de bélier (m).

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

g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

H_g : Hauteur géométrique de refoulement.

10 : Pression atmosphérique.

Q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml.

$Q_{max,h}$: Débit maximum horaire (l/s).

ΣL : Somme des longueurs (m).

Q_r : Débit en route l/s.

L_i : Longueur du tronçon concerné (m).

Q_n : débit au nœud considéré l/s.

ΣQ_r : la somme des débits de route qui arrivent à ce nœud l/s.

P_{si} : Pression au sol au point i(m).

C_{pi} : Cote piézométrique au point i(m).

C_{ri} : Cote de terrain au pont(m).

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est essentielle depuis les premiers humains sur Terre leur vie et leur développement.

Compte tenu de l'importance de cette ressource, l'humanité a investi pour assurer sa disponibilité.

En Algérie, les réseaux d'eau potable constituent le cœur des infrastructures urbaines, plusieurs facteurs peuvent expliquer la situation de stress hydrique : croissance démographique, évolution de la demande en eau, la pluviométrie... etc.

L'objectif est de fournir en permanence de l'eau potable à la population et de nombreux problèmes sont rencontrés dans leurs opérations et leur gestion. Ces problèmes sont souvent liés à la durée de vie des conduites, nature du terrain, conditions d'exploitation, etc.

Par conséquent, le réseau doit assurer le bon fonctionnement (dépannage, réparation). Pour cela, des outils tels que des modèles hydrauliques sont indispensables.

Ainsi, notre présent travail consiste à réaliser une étude de réhabilitation du réseau TALA MERKHA, visant à améliorer sa fonctionnalité et assurer une meilleure distribution d'eau potable dans les quartiers de la zone d'étude. Les données de base concernant l'urbanisme et la population de secteur TALA MERKHA ont été obtenues dans l'étude initiale de la réhabilitation de système d'AEP de la ville de Bejaia élaboré par le groupement de bureau d'étude COBA –EPAL, et à partir de la collecte de données sur le terrain.

Dans le premier chapitre nous allons faire une présentation générale sur notre zone d'étude et sa situation par rapport à la ville de Bejaia.

Dans le second chapitre notre regard se portera sur le diagnostic complet des équipements et des infrastructures existantes et des perspectives à réaliser.

Dans le troisième chapitre nous ferons une estimation des besoins en eau à l'horizon 2041 de notre secteur.

Dans le quatrième chapitre nous dimensionnerons le réservoir de TALA MERKHA et nous comparerons sa capacité avec celle existante et la projection d'un autre réservoir si nécessaire.

Dans le cinquième chapitre notre travail sera consacré au dimensionnement de la conduite d'adduction depuis la source jusqu'au réservoir.

Dans le sixième chapitre qui sera consacré au choix des pompes de refoulement dans le catalogue électronique CAPRARI.

Dans le septième chapitre nous nous pencherons sur la protection de la conduite d'adduction contre le coup de bélier

Le dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable de notre secteur à l'aide du logiciel IPANET sera étudié dans le dernier chapitre.

Nous terminerons par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation du site

1. Introduction

Ce chapitre se portera sur la description générale du site à réhabiliter et ces caractéristiques qui sont représentées essentiellement par :

La situation géographique, topographique, climatologique et hydraulique.

2. Présentation du site

2.1. Situation géographique

Tala MERKHA est un village qui se situe dans la périphérie ouest de la commune de Bejaia, elle s'étend sur une superficie de 19.4 ha. Il est limité par :

Au Nord : Village OUSSAMA

Au Sud : Université A/MIRA TARGA OUZEMMOUR

A l'Est : Village SMINA

A l'Ouest Village TAGHZOUTH



Figure I.1. Plan de situation du secteur TALA MERKHA

2.2. Situation topographique

La zone d'étude appartient à un espace montagneux caractérisé par un sol difficile à exploiter avec un relief accidenté et une forte pente. [3]

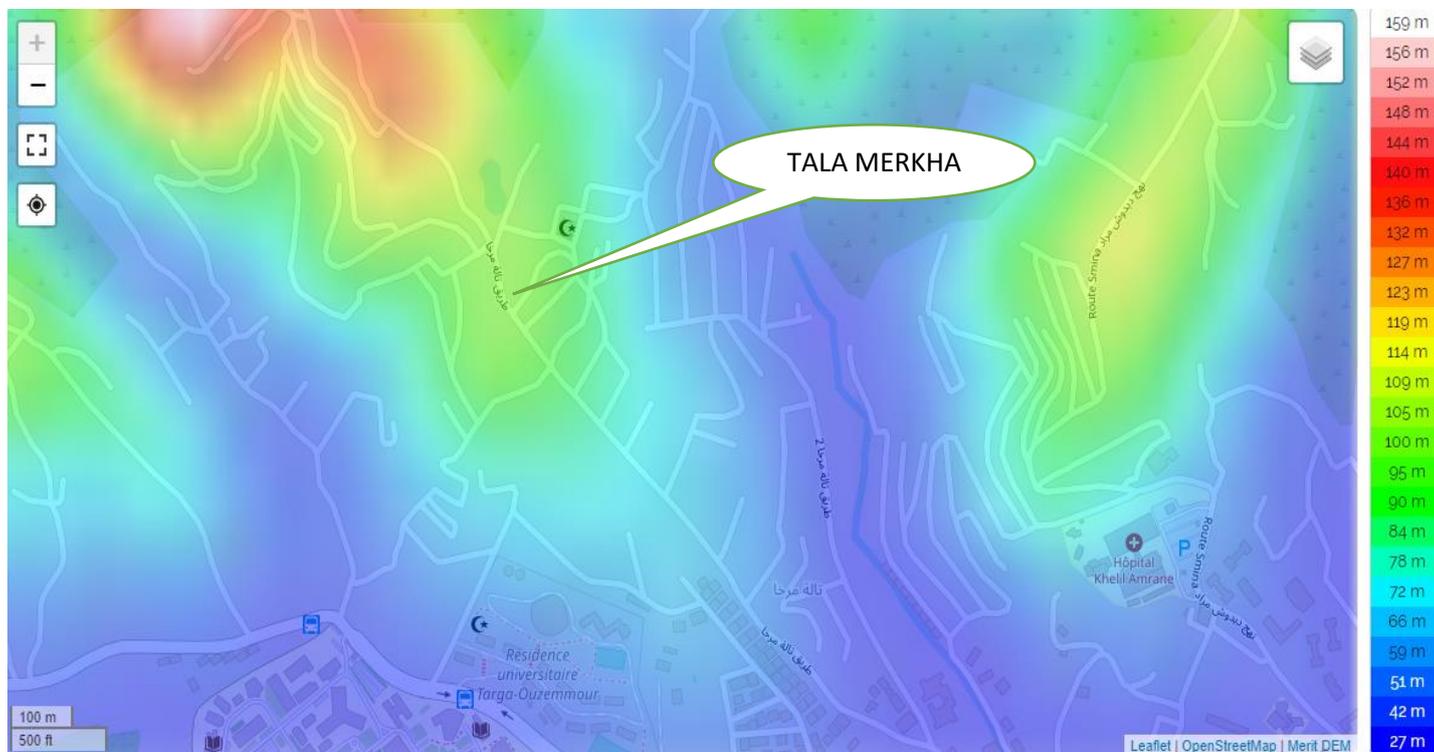


Figure I.2. Situation topographique de la zone d'étude (source : topographic-map.com)

2.3. Situation climatologique

La région se trouve sous l'influence du climat méditerranéen celui-ci caractérisé par la sécheresse dans la saison estivale, des hivers trop froids, et relativement humides.

2.3.1. Température

La wilaya de Bejaia bénéficie d'un climat tempéré avec un hiver doux de 15°C en moyenne, la période estivale rafraîchie par les vents marins avec une température moyenne de 25°C. [2]

Tableau I.1. Répartition des températures mensuelles de l'année 2021 (source : infoclimat.fr)

	janv. 2021	fév. 2021	mars 2021	avr. 2021	mai 2021	juin 2021	juil. 2021	août 2021	sept. 2021	oct. 2021	nov. 2021	dec. 2021	Année complète
Tempé. maxi extrême	27,3 <small>(le 29)</small>	30,6 <small>(le 6)</small>	24,8 <small>(le 20)</small>	27,8 <small>(le 1)</small>	26,5 <small>(le 16)</small>	32,2 <small>(le 17)</small>	42,7 <small>(le 24)</small>	48,4 <small>(le 10)</small>	38,6 <small>(le 6)</small>	30,6 <small>(le 31)</small>	30,3 <small>(le 1)</small>	27,6 <small>(le 29)</small>	48,4 <small>(le 10 août)</small>
Tempé. maxi moyennes	18,1	20,8	18,6	20,6	22,7	27,3	30,6	32,0	29,8	25,0	19,3	18,4	23,6
Tempé. moy moyennes	12,7	15,4	13,8	16,2	18,9	23,1	26,1	26,9	25,5	20,0	15,5	13,1	18,9
Tempé. mini moyennes	7,4	10,1	9,0	11,7	15,1	19,0	21,6	21,8	21,2	15,0	11,7	7,9	14,3
Tempé. mini extrême	2,9 <small>(le 13)</small>	5,0 <small>(le 19)</small>	6,0 <small>(le 16)</small>	6,1 <small>(le 19)</small>	9,7 <small>(le 12)</small>	14,9 <small>(le 10)</small>	18,1 <small>(le 18)</small>	2,4 <small>(le 24)</small>	17,5 <small>(le 13)</small>	12,4 <small>(le 19)</small>	7,4 <small>(le 29)</small>	4,7 <small>(le 17)</small>	2,4 <small>(le 24 août)</small>
Tempé. maxi minimale	11,7 <small>(le 10)</small>	13,9 <small>(le 19)</small>	12,2 <small>(le 22)</small>	15,8 <small>(le 16)</small>	18,9 <small>(le 6)</small>	23,4 <small>(le 6)</small>	27,3 <small>(le 9)</small>	28,7 <small>(le 4)</small>	26,7 <small>(le 26)</small>	21,9 <small>(le 26)</small>	13,5 <small>(le 29)</small>	13,8 <small>(le 3)</small>	11,7 <small>(le 16 avr.)</small>
Tempé. mini maximale	12,6 <small>(le 28)</small>	17,2 <small>(le 22)</small>	12,4 <small>(le 27)</small>	18,3 <small>(le 26)</small>	20,1 <small>(le 22)</small>	23,2 <small>(le 30)</small>	27,1 <small>(le 31)</small>	25,8 <small>(le 12)</small>	25,1 <small>(le 16)</small>	19,1 <small>(le 1)</small>	19,9 <small>(le 2)</small>	13,1 <small>(le 26)</small>	27,1 <small>(le 31 juil.)</small>
DJU (chauffagiste)	177	99.1	140.7	82.2	24.7	2.7		5.1		23.4	95.4	161.1	811.4 Moy: 81
DJU (climaticien)	13	26.3	10.7	27.1	51.1	156.1	251.6	280.9	226	85.3	19.6	10.2	1157.9 Moy: 96

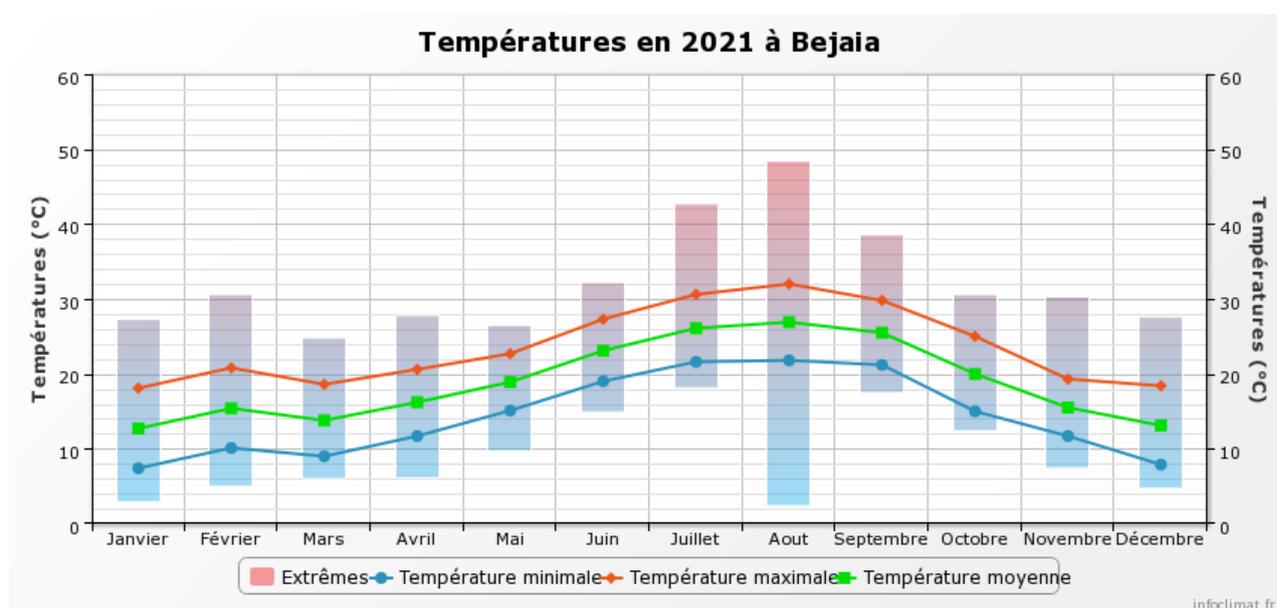


Figure I.3. Diagramme des températures en 2021 à Bejaia

2.3.2. Pluviométrie

Les précipitations de l'année 2021 qui concerne notre zone d'étude dans le tableau suivant :

Tableau I.2. Répartition des précipitations mensuelles de l'année 2021 (source : infoclimat.fr)

	janv. 2021	fev. 2021	mars 2021	avr. 2021	mai 2021	juin 2021	juil. 2021	août 2021	sept. 2021	oct. 2021	nov. 2021	dec. 2021	Année complète
Cumul Précips	63,9	13,8	78,4	99,0	29,0	5,4	4,0	0,6	16,4	56,0	188,8	51,0	606,3
Max en 24h de précips	14,0 <small>le 25</small>	8,0 <small>le 22</small>	25,0 <small>le 20</small>	51,0 <small>le 19</small>	14,0 <small>le 8</small>	5,0 <small>le 4</small>	4,0 <small>le 7</small>	0,4 <small>le 25</small>	10,0 <small>le 21</small>	22,0 <small>le 23</small>	54,0 <small>le 17</small>	18,0 <small>le 2</small>	54,0 <small>le 17 nov</small>
Max en 5j de précips	21,6	8,6	63,0	85,4	27,7	5,2	4,0	0,4	12,3	26,4	77,0	30,0	85,4 <small>avr</small>
Moyenne ≥ 1 de précips [?]	6,9	2,6	8,6	16,3	9,0	5,0	4,0		5,3	9,2	10,4	5,7	7,5

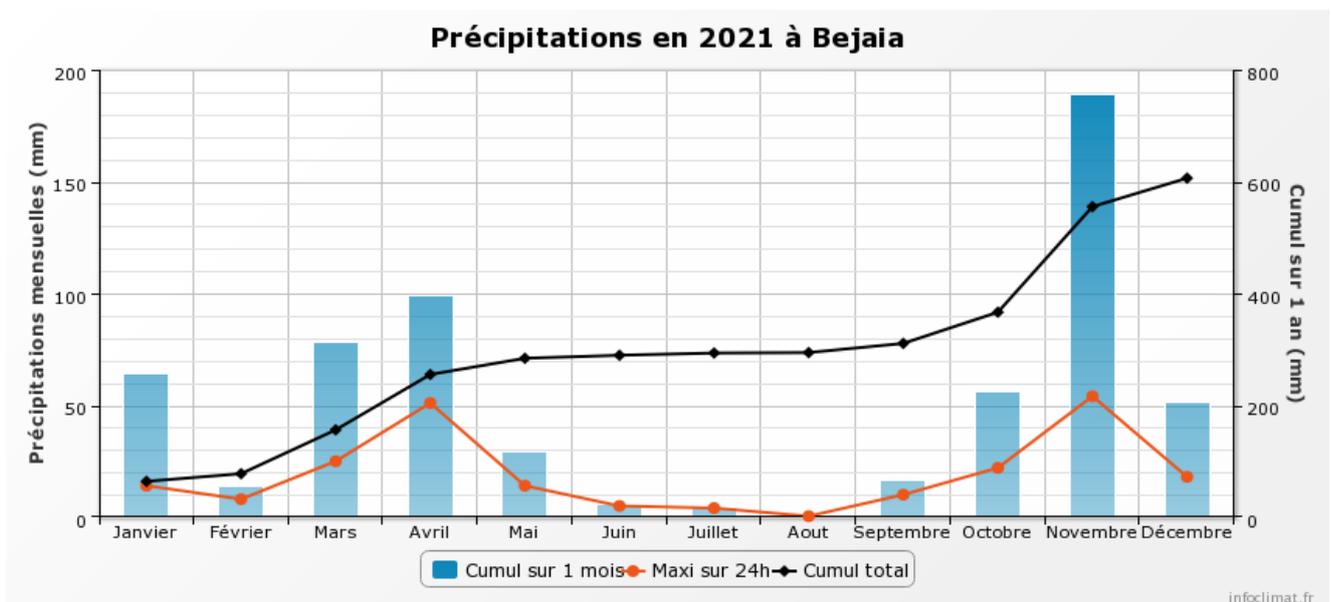


Figure I.4. Diagramme des précipitations en 2021 à Bejaia

2.4. Situation hydraulique

2.4.1. Ressource en eau

La production d'eau du système d'AEP de Bejaia est assuré par cinq sources principales :

- Source bleu situé à Bordj Mira ;
- Barrage Tichi-Haff situé à l'oued Bousselam ;
- Champ de captage oued Agrioune ;
- Champ de captage oued Zitouna ;
- Champe de captage oud Djemaa.

2.4.2. Système d'alimentation en eau potable

D'après le diagnostic effectué par l'entreprise portugaise COBA –EPAL en 2008, un plan détaillé de système d'alimentation existant a été établi comme suit :



Figure I.5. Plan du tracé existant

2.4.3. Ouvrage de stockage

Le secteur TALA MERKHA contient un seul réservoir d'une capacité de 500m³ a multifonction qui consiste à alimenter notre secteur, refoulement vers OUSSAMA et une adduction gravitaire vers TARGA OUZEMMOUR.

2.4.4. Infrastructures existantes

Le secteur comporte différentes infrastructures à savoir :

- Equipement socio-culturel
- Equipement sociaux

Tableau I.3. *Tableau des infrastructures existantes*

Type d'infrastructure	Désignation	Nombre
Socio-culturel	Mosquée	1
	Primaire	1
Commerciaux	Alimentation générale	7
	Lavage	2
	Cafétéria	2
	Boulangerie et pâtisserie	2
	Menuisier	4
	Soudeur	1
	Quincaillerie	1
	Cyber café	1
	Mécanicien	2
	Kiosque	4
	Salon de coiffure	3

3. Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'avoir une idée générale sur les caractéristiques de village TALA MERKHA et ses ressources en eau, la mobilisation de ses dernières se fera en fonction des besoins en eau de la population.

Chapitre II

Diagnostic physique

1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter les infrastructures du réseau d'AEP actuel à savoir :

- Les ressources en eau ;
- Les réservoirs de stockage ;
- Les stations de pompage ;
- Les conduites d'adduction et de distribution.

Et aussi un diagnostic des structures de notre réseau sera effectué. C'est-à-dire, on réalisera un diagnostic des stations de pompes des ouvrages de stockages et déceler les anomalies et le degré de vétusté ainsi que le diagnostic des conduites et la localisation de fuites le long du réseau.

2. Les infrastructures du réseau d'AEP actuel

2.1. Les ressources en eau

La zone d'étude est alimentée à partir du réservoir de 1000 m³ SMINA.

2.2. Stations de pompage et ouvrages de stockage

Les détails concernant les stations de pompage et les ouvrages de stockage sont cités ci-dessous :

- Réservoir à TALA MERKHA d'une capacité de 500m³ et une station de pompage muni de deux pompes en parallèle qui refoulent 20 l/s vers le secteur OUSSAMA.
- Réservoir principal « de départ » à SMINA d'une capacité de 1000m³ et une station de pompage muni de deux pompes en parallèle qui refoulent 40 l/s vers notre zone d'étude TALA MERKHA

2.3. Les conduites d'adduction

Les détails sur la conduite d'adduction sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau II.1. *Caractéristique de la conduite existante*

Conduite	Matériaux	Diamètre (mm)	Longueur (m)
SP1 – R _{TALA} MERKHA	Acier	200	2158

2.4. Les conduites de distribution

Les conduites de distribution existantes sont vétustes, elles sont en acier, acier galvanisé acier noir et en PEHD, et présente des fuites un peu partout.

3. Diagnostic des ouvrages existants

Le système d'AEP est complexe de part de son mode de fonctionnement et de sa conception. Notre diagnostic se devise comme suit :

3.1. Réservoir et station de pompage TALA MERKHA (SP2)

Inspection génie civil :

- Chemin menant au réservoir détérioré et non bitumé ;
- Clôture en mauvaise état ;
- Portail inexistant ;
- Manque d'éclairage ;
- Accès difficile et enclavé à l'intérieur
- Manque de couche d'étanchéité sur la coupole du réservoir et sur le toit de la chambre de vanne ;
- Couche d'étanchéité en état de détérioration avancé de la station de pompage ;
- Dégradation du plafond de chambre des vannes ;
- Mauvaise état du plafond de la chambre des vannes ;
- Utilisation de planches en guise de passerelle pour accéder aux vannes ;
- Enduits extérieur et intérieur détérioré dans la station de pompage.

Hydromécanique :

- Regard de vanne envasé et sans tampon ;
- Fuite dans la conduite d'aspiration ;
- Vannes sans volant ;
- Corrosion des conduites en acier et des vannes
- Manque de flotteur dans le réservoir ;
- Manque d'entretien.

Electro-mécanique :

- Poste transformateur non sécurisé ;
- Coffrets de commande en bon état, mais absence de chemin de câbles ;
- La station est équipée de 02 GEP horizontaux de 55 KW de marque ROVATTI, dont une qui est en panne ;
- L'état extérieur des pompes en détérioration avancé, et les presses étoupes qui présentent des fuites notables ;
- Traversée de fils électriques en contact avec l'eau des fuites par terre et risque d'électrocution ;
- Compteur électrique qui ne fonctionne pas.



Figure II.1. Entrée à l'état de piste, gravats aux alentours de l'ouvrage portail inexistant.



Figure II.2. La peinture des parois du réservoir en mauvais état



Figure II.3. Regard de vanne envasé et sans tampon



Figure II.4. Station de pompage complètement inondé



Figure II.5. Fuite visible dans la vanne de la conduite d'aspiration



Figure II.6. Risque d'électrocution emmenant



Figure II.7. Etat des lieux de la station de pompage



Figure II.8. Détérioration de l'état extérieur des pompes



Figure II.9. Etat de la chambre des vannes : utilisation de planches en bois comme passerelle



Figure II.10. Etat de l'intérieur de la chambre des vannes

Recommandations :

- Mettre en place un portail pour sécuriser les lieux ;
- Remettre en place l'étanchéité ;
- Revêtement par crépissage de l'intérieur et extérieur du réservoir et de la chambre des vannes ;
- Repeindre toute la structure ;
- Réparation de fuites ;
- Réaliser une évacuation pour les eaux stagnantes dans la chambre des vannes et dans la station de pompage ;
- Protéger le groupe électrogène avec une toiture et un grillage ;
- Réalisation d'un cheminement pour les câbles électriques ;
- Réparation de la pompe en panne ;
- Mise en place d'une passerelle en acier dans la chambre des vannes ;
- Installation de flotteur dans la conduite d'adduction ;
- Réalisation d'un poste de chloration.

3.2. Diagnostic de la conduite d'adduction SMINA-TALA MERKHA

D'après l'auscultation de la conduite d'adduction de 200mm acier SMINA-TALA MERKHA, nous avons constatés :

- Conduite déterrée dans plusieurs endroits ;
- Plusieurs fuites ;
- Détérioration de la conduite à cause des corrosions ;
- Des branchements élicitent ;
- Fuite dans de nombreux endroits.

Recommandations :

D'après le diagnostic établi, nous constatons une détérioration quasi-totale de la conduite d'adduction, nous recommandons le remplacement de cette dernière sur toute la longueur.

3.3. Diagnostic des conduites de distributions :

durant notre visite, sur le site de l'étude, on a constaté :

- Déterrement des conduites réalisées en faible profondeurs, causé par l'érosion ;
- Envasement de plusieurs regards par les charriages des eaux de pluies ;
- Le réseau est très vétuste ;
- On a constaté plusieurs fuites dans plusieurs endroits différents ;
- Branchements élicitent ;
- Chevauchement des conduites ;
- Conduite âgée.



Figure II.11. Déterrement de la conduite de distribution

Recommandations :

Pour les conduites, nous recommandons :

- Nettoyage de tous les regards de vannes et réparation des fuites ;
- Mettre toutes les conduites à ciel ouvert dans des tranchées, et les remblayer à une profondeur minimale de 0,80 m ;
- Afin d'éviter les obturations des conduites il est indispensable de remplacer toutes les conduites en acier galvanisé par des conduites en PEHD ;
- Installation de vanne réducteur de pression pour éviter les suppressions ;

4. Conclusion

Dans ce chapitre, on a établi un diagnostic détaillé de notre zone d'étude et nous avons constaté une dégradation avancée des ouvrages et les équipements de la station de pompage ainsi que le réservoir TALA MERKHA. Une détérioration totale de la conduite d'adduction et des conduites de distributions est aussi révélée.

Nous avons suggéré quelques recommandations pour assurer le bon fonctionnement de notre réseau.

Chapitre III

Estimation des besoins en eau

1. introduction

Chaque agglomération est caractérisé par un membre d'habitant et un régime de consommation. Ce dernier permet de montrer la variation du débit de consommation en fonction du temps (annuelle, journalière, horaire) qui varient selon le type de consommateurs, leurs exigences, leurs habitudes et développement sanitaire de l'agglomération.

Dans ce chapitre on abordera une étude globale sur l'évolution démographique dans notre secteur, ainsi que l'évaluation de la variation journalière et horaire du débit à consommer.

2. évaluation de la population

2.1. Situation démographique actuelle

Selon le dernier recensement général de la population effectué en 2007, le secteur TALA MERKHA compte 1817 habitants avec un taux d'accroissement estimé à 1.9%. [1]

2.2. Estimation de la population future

Pour établir la prévision d'évaluation de la population, on se réfère à la loi des accroissement géométriques donnée par la relation suivante :

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

Avec :

- **P** : population de l'année de référence ;
- **P_f** : population future à l'horizon considéré ;
- **T** : taux d'accroissement considéré en % ;
- **n** : nombre d'année séparant l'horizon considéré de l'année de référence ;

Avec un taux d'accroissement démographique 1.9% (COBA, 2007) [4]

Tableau III.1. Estimation de la population future.

Année	2007	2021	2041
Population	1817	3008	4383

3. Estimation des besoins en eau

3.1. Norme de consommation

La norme de consommation en eau dépend du nombre, confort et des habitudes de la population à desservir. Dans notre secteur, on a une dotation de 220 l/j/hab [1]

3.2. Détermination de la norme de consommation journalière

La consommation moyenne journalière se détermine à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{N \times D}{1000}$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: consommation moyenne journalière en m³/j ;
- N : nombre d'habitants ;
- D : dotation moyenne l/j/hab ;

4. Calcul de la consommation moyenne journalière :

- **Domestique :**

Le tableau suivant montre la consommation moyenne journalière a différent horizon :

Tableau III.2. *Consommation journalière domestique*

Secteur	Nombres d'habitants		Besoin journalier (m ³ /j)		Besoins journalier (l/s)	
	2021	2041	2021	2041	2021	2041
TALA MERKHA	3008	4383	661.76	964.26	7.66	11.16

- **Socio-culturels :**

Dans l'évaluation de la demande en eau potable, il y a lieu d'inclure, en plus des besoins domestique, les besoins en en eau de tous les autres usagers raccordés au réseau de distribution d'eau potable y compris une mosquée d'une capacité de 50 fidèles :

$$Q_{moy.j\ mos} = \frac{N_f \times D_m}{1000}$$

- $Q_{moy.j\ mos}$: consommation moyenne journalière de la mosquée en m³/j ;
- N_f : nombre de fidèles
- D_m : dotation de la mosquée

$$Q_{moy.j.mos} = \frac{50 \times 10}{1000} = 0.5 \text{ (m}^3\text{/j)} = \mathbf{0.006 \text{ (l/s)}}$$

- **Scolaire :**

On a projeté la construction d'un primaire de six classes de 20 élèves par classe plus 20 salariés.

$$Q_{moy.j pri} = \frac{N_{pri} \times D_{pri}}{1000}$$

- $Q_{moy.j pri}$: consommation moyenne journalière du primaire en m³/j ;
- N_{pri} : nombre de consommateur ;
- D_{pri} : dotation du primaire.

$$Q_{moy.j pri} = \frac{140 \times 20}{1000} = 2.8 \text{ (m}^3\text{/j)} = 0.03 \text{ (l/s)}$$

Consommation totale :

Tableau III.3. *Tableau de la consommation totale journalière*

Catégorie des besoins	Usagés	Dotation (l/s)	Débit moyen journalier (l/s)
Domestique	4383	220	11.16
Mosquée	50	10	0.006
Primaire	120	20	0.03
Total			11.2

5. 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 :

- A la consommation non quantifiée (illégale).
- 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 :

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

Avec :

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

Tableau III.4. *Tableau de la consommation journalière majorée*

Secteur	Nombres d'habitants		$Q_{moy.j} \text{ (m}^3\text{/j)}$		$Q_{moy.j} \text{ majoré (m}^3\text{/j)}$	
	2021	2041	2021	2041	2021	2041
TALA MERKHA	3008	4383	661.76	964.26	794.11	1157.11

A l'horizon **2041** la consommation moyenne journalière du village **TALA MERKHA** s'élèvera a **1157.11 m³/j** soit un débit de **13.4 l/s**

6. Variation de la consommation journalière

Dans une journée, la consommation d'eau n'est régulière elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularité $K_{max.j}$ et $K_{min.j}$.

Avec :

Le coefficient d'irrégularité maximale et minimale journalière est définie comme étant le rapport :

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \qquad K_{min.j} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}}$$

Où :

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

Q_{min.j} : consommation minimale journalière qui correspond à la journée la moins chargée de l'année ;

Q_{moy.j} : consommation moyenne journalière ;

K_{max.j} : coefficient d'irrégularité maximale qui dépend de l'importance de l'agglomération ;

K_{min.j} : coefficient d'irrégularité minimale qui dépend de l'importance de l'agglomération ;

Où : $K_{max.j} = 1.1 \div 1.3$

On prend $K_{max.j} = 1.3$

Donc $Q_{max.j} = Q_{moy.j} \times 1.3$

Et : $K_{min.j} = 0.7 \div 0.9$

On prend $K_{min.j} = 0.9$

Donc $Q_{min.j} = Q_{moy.j} \times 0.9$

Tableau III.5. *Tableau des variations de la consommation journalière*

Année	Q _{moy.j} majoré (m ³ /j)	Q _{max.j} (m ³ /j)	Q _{min.j} (m ³ /j)
2021	794.11	1032.34	714.7
2041	1157.11	1504.24	1041.4

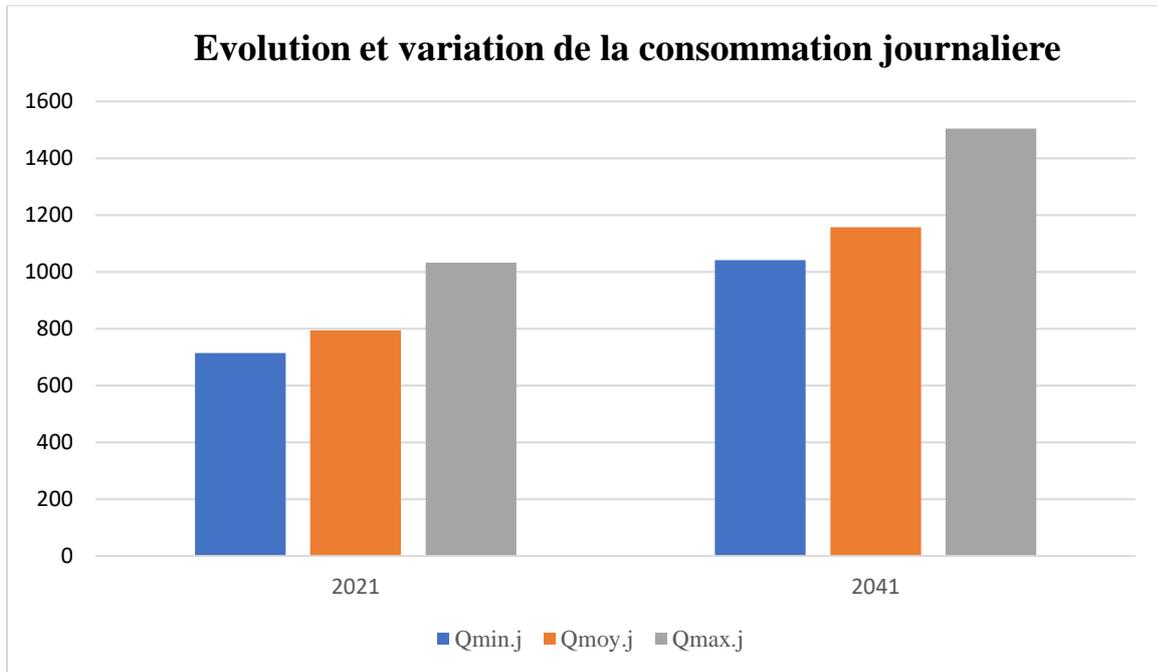


Figure III.1. Évolution et variation de la consommation journalière

7. Coefficient d'irrégularité horaire

7.1. Coefficient d'irrégularité horaire maximale

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire durant la journée.

Il est déterminé par la formule suivante :

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

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 III.6. Tableau des variations du coefficient β_{max}

Nombre d'habitant X10 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 TALA MERKHA on a : $P_{2041} = 4383$ habitants d'où $\beta_{max} = 1.5$

Tableau III.7. *Tableau Coefficient d'irrégularité horaire maximale*

Nombre d'habitant	α_{max}	β_{max}	Kmax.h
4383	1.3	1.5	1.95

7.2. Coefficient d'irrégularité horaire minimale

Ce coefficient permet de déterminé 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 équipement de l'agglomération et du régime de travail, il varie entre 0.4 ÷ 0.6. Pour notre cas en 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 III.8. *Tableau des variations du coefficient β_{min}*

Nombre d'habitant X10 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 **TALA MERKHA** on a : $P_{2041} = 4383$ habitants d'où $\beta_{min} = 0.2$

Tableau III.9. *Tableau Coefficient d'irrégularité horaire minimale*

Nombre d'habitant	α_{min}	β_{min}	Kmin.h
4383	0.5	0.2	0.1

8. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est utile pour le dimensionnement des prises d'eau et des stations de traitement.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy. h} = \frac{Q_{max. j}}{24}$$

Avec :

- **Q_{moy.h}** : débit moyen horaire en (m³/h) ;
- **Q_{max.j}** : débit maximum journalier ;

$$Q_{moy.h} = \frac{1504.24}{24} = 62.68 \text{ m}^3/\text{h}$$

9. Etude des variations des débits horaire

Le débit journalier de la variation sur les 24 heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par le coefficient K_{max.h} et K_{min.h}. cette variation nous permet ainsi de réduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau afin de démissionner et prévoir les risques de dépôt dans les conduites

La variation du débit maximale horaire est définie comme suit :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \times Q_{moy.h}$$

La variation du débit minimale horaire est définie comme suit :

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

Avec :

- **Q_{max.h}** : débit maximale horaire en (m³/h) ;
- **Q_{min.h}** : débit minimale horaire en (m³/h) ;
- **Q_{moy.h}** : débit moyen horaire en (m³/h) ;

Tableau III.10. Présentation de la variation des débits horaire

K_{max.h}	K_{min.h}	Q_{moy.h} (m³/h)	Q_{max.h} (m³/h)	Q_{min.h} (m³/h)
1.95	0.1	62.68	122.23	12.54

10. Variation des débits horaires

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

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = \frac{P \times Q_{max.j}}{100}$$

Avec :

- **Q_h** : débit horaire (m³/h) ;
- **Q_{max.j}** : débit maximal journalier (m³/h) ;
- **P** : pourcentage horaire ;

Tableau III.11. Variation des débits horaires

Heure	Qmax.j		Qmax.j cumulé	
	h	%	m ³ /h	m ³ /h
00-01	1.5	22.56	1.5	22.56
01-02	1.5	22.56	3	45.12
02-03	1.5	22.56	4.5	67.68
03-04	1.5	22.56	6	90.24
04-05	2.5	37.61	8.5	125.85
05-06	3.5	52.65	12	180.5
06-07	4.5	67.69	16.5	248.19
07-08	5.5	82.73	22	330.92
08-09	6.25	94.01	28.25	424.93
09-10	6.25	94.01	34.5	518.97
10-11	6.25	94.01	40.75	612.98
11-12	6.25	94.01	47	706.99
12-13	5	75.22	52	782.21
13-14	5	75.22	57	857.83
14-15	5.5	82.73	62.5	940.16
15-16	6	90.25	68.5	1030.41
16-17	6	90.25	74.5	1120.66
17-18	5.5	82.73	80	1203.39
18-19	5	75.22	85	1278.61
19-20	4.5	67.69	89.5	1346.3
20-21	4	60.17	93.5	1406.47
21-22	3	45.13	96.5	1451.6
22-23	2	30.08	98.5	1481.68
23-00	1.5	22.56	100	1504.24
Total	100	1504.24		

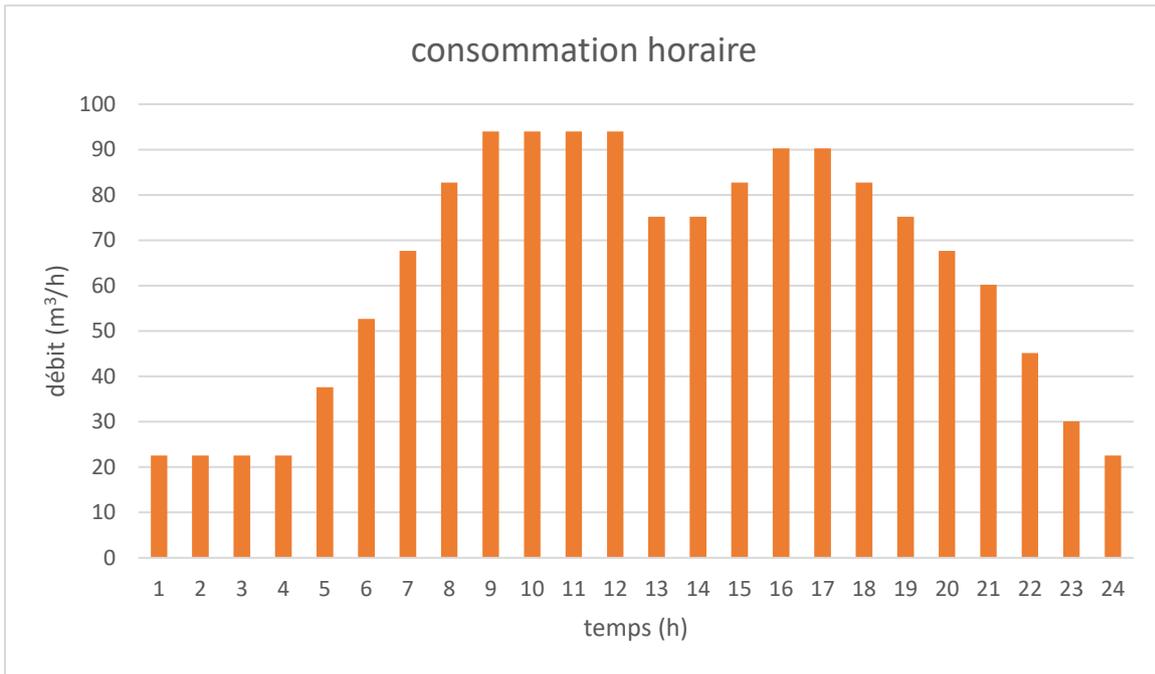


Figure III.2. Variation des débits horaires

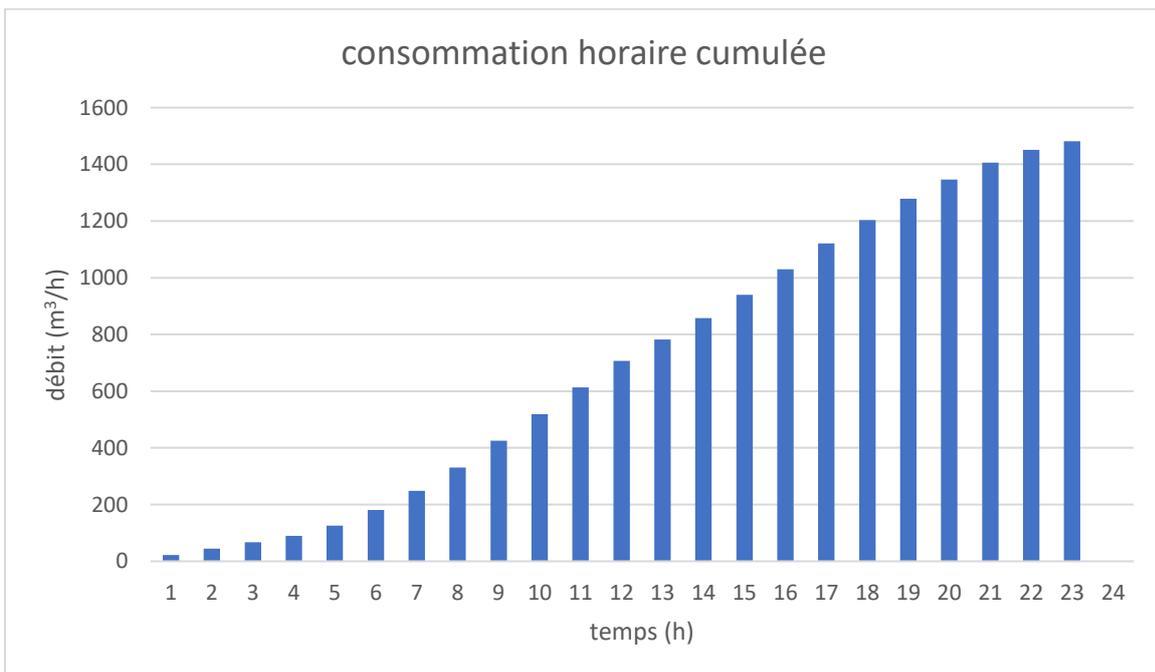


Figure III.3. Variation des débits horaires cumulés

11. Conclusion :

A travers ce chapitre, on a fait une estimation générale des besoins du secteur TALA MERKHA. Pour compenser le débit des fuites, la consommation moyenne journalière a été majorée de 20%, le débit maximum journalier est calculé avec $K_{max} = 1.3$, nous avons pu définir les débits journaliers et les débits horaires.

Chapitre IV

Réservoir

1. Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques aménagés pour stocker de l'eau en général. Dans notre zone d'étude, nous avons un réservoir de 500m³ alimenté par une conduite d'adduction à partir du réservoir de SMINA ; il va distribuer l'eau vers deux autres réservoirs (TARGA OUZEMOUR et OUSSAMA).

Dans ce chapitre notre travail consistera à déterminer la capacité et les dimensions de l'ouvrage de stockage nécessaire pour le réseau étudié.

2. Définition

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. Ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation d'eau en eau potable et ils peuvent avoir plusieurs rôles.

3. Rôle de réservoir

Le rôle des réservoirs se résume comme suit :

- Le réservoir joue un rôle de modulateur du point de vue apport et distribution.
- Régulation de pressions dans le réseau de distribution.
- Assurer la consommation pendant une panne (panne électrique, défaillance de la pompe).
- Maintenir l'eau dans l'abri de la pollution et les variations de température.
- Régulation du débit entre le régime d'adduction et le régime de distribution.
- Stockage de la réserve d'incendie.
- Utilisation comme brise de charge : si le terrain présente un relief très accidenté on certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.

4. Caractéristiques du réservoir

Les réservoirs d'eau potable doivent être conçus de façon à ce qu'aucune détérioration de la qualité de l'eau ne puisse se produire, et les matériaux de construction choisis devront assurer :

- Une parfaite étanchéité afin de parer à une infiltration d'eau pouvant contaminer l'eau stockée.
- Une résistance et durabilité des matériaux après un long contact avec l'eau et à l'effet de pression.
- Les réservoirs doivent être faciles d'accès ; leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.

5. Emplacement du réservoir

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

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, les réservoirs doivent être construits à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- Dans le cas où le réservoir est en aval par rapport à l'habitation, la réalisation d'une station de pompage ou d'un suppresseur qui permet de maintenir la pression chez les abonnés.
- L'implantation du réservoir doit se faire de préférence à l'extérieur de la ville ou à proximité du centre de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon a pouvoir assurer une pression suffisante au moment de pointe.

6. Classification et choix des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons, le tableau ci-dessous fournit quelque possibilité de classification :

Tableau IV.1. *Type de réservoir*

Situation par rapport à la distribution	<ul style="list-style-type: none"> • Réservoir en charge sur le réseau • Réservoir nécessitant une surpression
Rôle joué	<ul style="list-style-type: none"> • Réservoir principale • Réservoir d'équilibre déposer sur le réseau
Disposition par rapport au sol	<ul style="list-style-type: none"> • Réservoir enterré • Réservoir semi-enterré • Réservoir au sol • Réservoir surélevé
Forme	<ul style="list-style-type: none"> • Réservoir circulaire • Réservoir rectangulaire • Réservoir quelconque de forme

Le choix du type est basé sur les avantages suivant :

- Etude architecturale est simplifié
- Economie sur les frais de construction
- Etanchéité plus facile à réaliser
- La conservation de l'eau a une température constante.

7. Équipement du réservoir

Un réservoir doit être équipé par : [9]

7.1. Conduite d'adduction

L'eau arrive au réservoir par débordement afin de permettre son oxygénation. L'adduction doit s'obturer dès que l'eau atteint le niveau maximal du réservoir, cette obstruction se réalise grâce à un robinet flotteur.

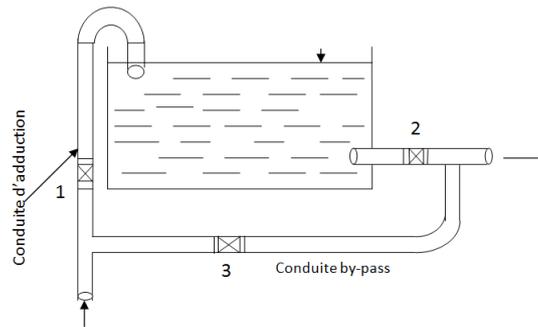


Figure IV.1. Conduite d'adduction [6]

7.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue de 0.15 m à 0.2 m au-dessus du radier, en vue d'éviter l'introduction du sable et de boue éventuellement déposer sur la radier.

Un robinet vanne sera aménager sur le départ de la conduite de distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture sur la conduite maitresse de distribution.

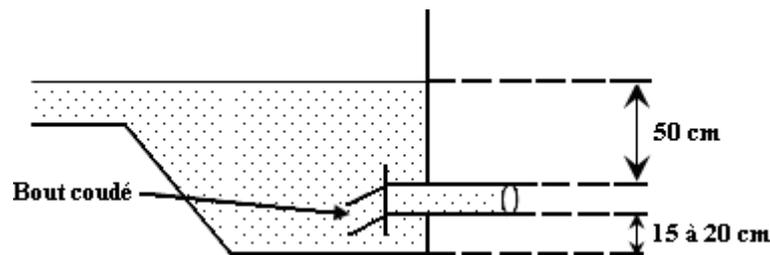


Figure IV.2. Conduite de distribution [6]

7.3. Trop-plein

Cette conduite doit pouvoir évacuer les surplus d'eau d'arriver en cas de remplissage total du réservoir (cas de non fermeture du robinet flotteur). Elle comprendra un déversoir situé à une hauteur h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

En guise d'économie elle est généralement reliée à la conduite de distribution d'eau potable.

7.4. Conduite de vidange

La conduite vidange comporte un robinet vanne. Elle est nécessaire pour le nettoyage et l'inspection ainsi que les éventuelles réparations. Elle est placée en bas du réservoir et reliée généralement à la conduite trop-plein ou déversé dans le réseau d'eau pluvial.

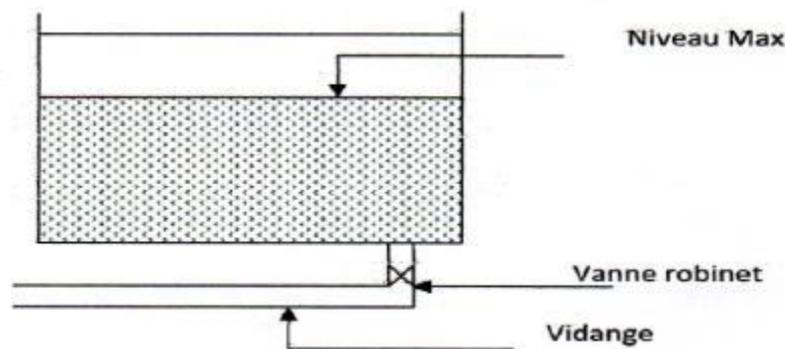


Figure IV.3. Conduite de vidange

7.5. By-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée à la conduite de distribution en cas d'indisponibilité (nettoyage ou réparation) du réservoir. Elle s'effectue selon le schéma suivant : en temps normal la vanne d'amenée (1) et la vanne de distribution (3) sont ouvertes et la vanne (2) fermée ; en by-pass on ferme (1) et (3) et on ouvre (2).

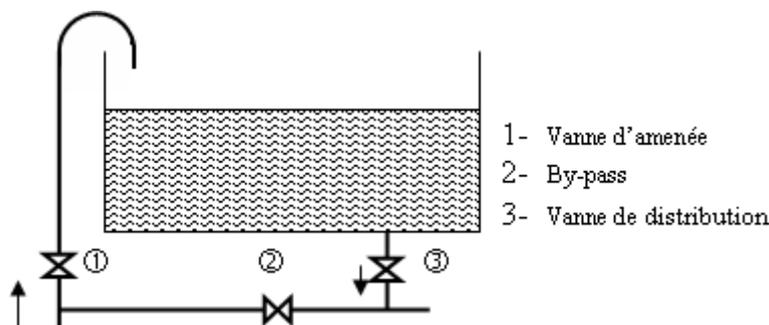


Figure IV.4. Conduite de by-pass

8. Entretien des réservoirs

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière, on ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que le phénomène de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier doit être apporter au nettoyage des cuve ; opération comportant plusieurs étapes telle que :

- Isolement et vidange de cuve
- Désinfection à l'aide des produit chlorés.
- Remise en service

9. La capacité du réservoir

Pour assurer leur rôle, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire la variation journalière du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de forte consommation et de la réserve d'eau destiner à l'incendie.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs :

9.1. Méthode graphique

La méthode graphique se détermine en traçant sur le même graphe la courbe de consommation totale et la courbe cumulé des débits d'apport en fonction du temps. Le volume de stockage du réservoir s'obtient en additionnant la valeur absolue des écarts des deux extremums entre les deux corps

9.2. Méthode analytique

Le volume maximal de réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = \frac{P_{\%} \times Q_{max.j}}{100}$$

Avec :

- V_{max} : volume maximal (m^3)
- $Q_{max.j}$: débit maximal de journalier (m^3/j)
- $P_{\%}$: résidu maximum dans le réservoir %
- $Q_{max.j}$: étant connu, il nous reste à déterminer la valeur de $P_{\%}$ pour connaitre le volume maximal de réservoir

- **Détermination de la valeur de P% :**

Connaissant les valeurs α_{max} et β_{max} on détermine la valeur du coefficient de variation horaire K_{max} par la relation suivante :

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

- La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (annexe 2) ;
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera rapportée dans la colonne des surplus ou déficit selon son signe ;
- On calcule la valeur du résidu dans le réservoir de chaque heure, la valeur maximale ($P\%$) sera utilisée pour le calcul du volume maximale V_{max} :

$$P_{max}(\%) = |R^+| + |R^-|$$

Avec :

- **R^+_{max}** : résidu maximum positif (%)
- **R^-_{max}** : résidu maximum négatif (%)

- **Volume totale du réservoir**

Le volume total du réservoir sera déterminé en rajoutant au volume trouvé V_{max} une réserve d'incendie de 120m^3 (elle servira à éteindre un feu pendant 2h avec $60\text{ m}^3/\text{h}$).

$$V_{TM} = V_{max} + V_{inc}$$

Avec :

- **V_{TM}** : volume total pour la consommation de TALA MERKHA
- **V_{max}** : volume maximale de stockage ;
- **V_{inc}** : volume d'incendie où **$V_{inc} = 120\text{ m}^3$**

- **Hauteur des réservoirs**

La hauteur du réservoir est entre 3 et 6m, on prend la hauteur à 4m (cette valeur est une valeur standard).

• **Diamètre des réservoirs**

Le diamètre du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Sr}{\pi}}$$

Où :

$$Sr = \frac{Vr}{h}$$

Avec :

- **Vr** : volume réservoir en (m³)
- **D** : diamètre du réservoir en (m)
- **h** : hauteur du réservoir en (m)
- **Sr** : surface du réservoir (m²)

• **Calcul de la hauteur de réserve d'incendie**

La hauteur de la réserve d'incendie se calcule par la formule suivante :

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2}$$

Avec :

- **H_{inc}** : la hauteur de la réserve d'incendie
- **V_{inc}** : volume d'incendie

10. Calcul des capacités réservoirs

• **Capacité de stockage du réservoir TALA MERKHA pour la distribution [5]**

Réservoir TALA MERKHA (existant : 500m³) est alimenté en refoulement à partir de station de pompage SMINA, qui est destiné à l'alimentation du village TALA MERKHA et TARGA OUZMOUR et refoulement vers OUSSAMA (annexe 1).

Tableau IV.2. Capacité de stockage du réservoir TALA MERKHA

Heures	Apport %		Distribution %		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0-1	5	75.21	1.5	22.56	3.5	/	3.5
1-2	5	75.21	1.5	22.56	3.5	/	7
2-3	5	75.21	1.5	22.56	3.5	/	10.5
3-4	5	75.21	1.5	22.56	3.5	/	14
4-5	5	75.21	2.5	37.61	2.5	/	16.5
5-6	5	75.21	3.5	52.65	1.5	/	18
6-7	5	75.21	4.5	67.69	0.5	/	18.5
7-8	5	75.21	5.5	82.73	/	-0.5	18
8-9	5	75.21	6.25	94.01	/	-1.25	16.75
9-10	5	75.21	6.25	94.01	/	-1.25	15.5

Tableau IV.2. Capacité de stockage du réservoir TALA MERKHA (suite)

Heures	Apport %		Distribution %		Surplus %	Déficit %	Résidu %
10-11	5	75.21	6.25	94.01	/	-1.25	14.25
11-12	5	75.21	6.25	94.01	/	-1.25	13
12-13	5	75.21	5	75.22	/	/	13
13-14	5	75.21	5	75.22	/	/	13
14-15	5	75.21	5.5	82.73	/	-0.5	12.5
15-16	5	75.21	6	90.25	/	-1	11.5
16-17	5	75.21	6	90.25	/	-1	10.5
17-18	5	75.21	5.5	82.73	/	-0.5	10
18-19	0	0	5	75.22	/	-5	5
19-20	0	0	4.5	67.69	/	-4.5	0.5
20-21	0	0	4	60.17	/	-4	-3.5
21-22	0	0	3	45.13	/	-3	-6.5
22-23	5	75.21	2	30.08	3	/	-3.5
23-24	5	75.21	1.5	22.56	3.5	/	0
Total	100	1504.24	100	1504.24			

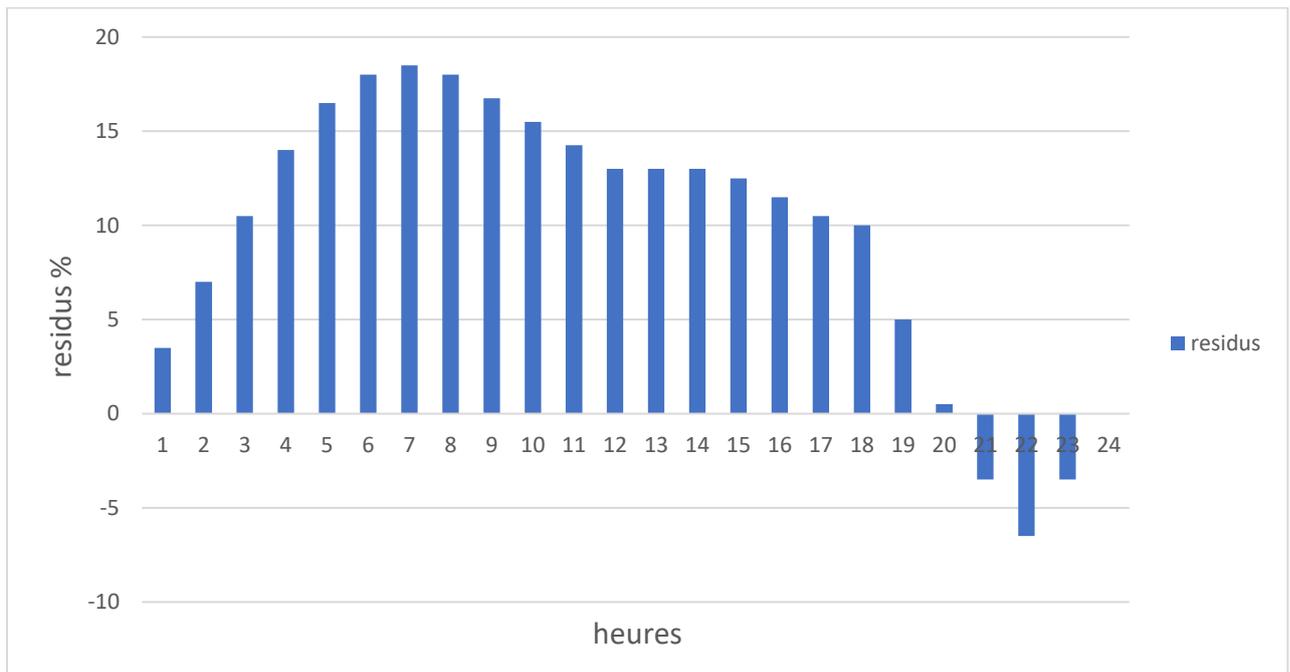


Figure IV.5. Capacité de stockage du reservoir TALA MERKHA %

D'après le tableau ci-dessus,

$$P\% = |18.5| + |-6.5| = 25\%$$

Et :

$$V_{\max} = 25 \times \frac{1504.24}{100} = 376.06 \text{ m}^3$$

Alors :

$$V_{\text{TM}} = 376.06 + 120 = 496.06 \text{ m}^3$$

- **Capacité totale du réservoir de TALA MERKHA**

$$V_T = V_{tm} + V_{ou} + V_{to}$$

- V_T : volume : total du réservoir TALA MERKHA
- V_{tm} : volume total pour la consommation de TALA MERKHA
- V_{ou} : volume total du réservoir OUSSAMA
- V_{to} : volume total du réservoir TARGA OUZMOUR

D'après les données fournies par COBA, le réservoir TALA MERKHA doit assurer un débit de 92.36 m³/j par refoulement vers le réservoir OUSSAMA et un débit de 1840.62 m³/j par gravité vers le réservoir TARGA OUZEMOUR, en additionnant les deux débits sortants et les besoins de TALA MERKHA on aura le débit total sortant du réservoir TALA MERKHA.

- **Réservoir OUSSAMA**

$$V_{ou} = V_{\max.ou} + V_{inc}$$

- V_{ou} : volume total du réservoir OUSSAMA
- $V_{\max.ou}$: volume maximale de stockage (OUSSAMA)
- V_{inc} : volume d'incendie

- **Réservoir TARGA OUZEMOUR**

$$V_{to} = V_{\max.to} + V_{inc}$$

- V_{to} : volume total du réservoir TARGA OUZMOUR
- $V_{\max.to}$: volume maximale de stockage (TARGA OUZMOUR)
- V_{inc} : volume d'incendie

Tableau IV.3. *Volume des réservoirs*

Zone	Débit (l/s)	Volume (m ³)
TALA MERKHA	13.4	496.06
OUSSAMA	2.42	92.36
TARGA OUZMOUR	45.7	1840.62
		2429.04

Tableau IV.4. *Dimension du réservoir projeté*

Vr (m ³)	H (m)	Sr (m ²)	D (m)
2000	4	500	25

12. Conclusion

L'étude a montré que le réservoir existant manque une insuffisance pour satisfaire les besoins du secteur à l'horizon de 2041, pour cela on a envisagé de projeter un réservoir d'une Capacité de 2000 m³ pour couvrir le manque d'alimentation en eau potable.

Chapitre V

Adduction

1. Introduction

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source (forage, barrage, source naturelle) à travers un réseau de conduite ou d'ouvrage hydraulique vers le réservoir de stockage ou de distribution.

Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : « ad ducere » (mené ou conduire vers, amener...).

Dans ce chapitre nous allons concevoir notre réseau d'AEP à savoir :

- Le choix du tracer
- Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement).

2. Type d'adduction

2.1 . Adduction gravitaire

C'est dans le cas où l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, donc l'écoulement de l'eau se fait par la force de gravitation.

2.2 . Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

2.3 . Adduction mixte

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

3. Description du schéma d'adduction

Le schéma d'adduction adopté actuellement est un système étagé, sa consistance est comme suit (annexe 5) :

- Le refoulement d'eau s'effectue à partir du réservoir SMINA qui assure au même temps la distribution de son secteur ; ce dernier est assuré par une station de reprise vers le réservoir de TALA MARKHA.
- Le réservoir de TALA MARKHA assure la distribution de son secteur et par l'intermédiaire d'une station de reprise une quantité d'eau est refoulée vers le réservoir d'OUSSAMA et une autre quantité est acheminée gravitairement vers le réservoir de TARGUA OUZEMOUR.

4. Choix du tracé

Le choix du tracé est une procédure délicate car il faudra prendre certaine précaution et respecter certaine condition, qui sont les suivantes :

- Chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pente.
- Le tracé doit être le plus court possible pour des raisons économiques.
- Eviter tant que possible les obstacles rencontrer (les zones marécageuses, oueds...)
- Les concevoir le long des routes et des pistes pour faciliter la pose des conduites.
- Pour faciliter l'accès, L'exploitation et détection des fuites
- Des venteuses doivent être prévues au point haut pour éviter l'air qui s'y accumule, pour des raisons économique et technique, on doit donc éviter le plus possible les contres pentes.

5. Type de conduite

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD...etc.

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

- **Fonte ductile :**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

- **Acier :**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable. Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

- **PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :**

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement

pour le PEHD). Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

6. Choix du type des conduites

Le type de conduite à choisir s'effectue selon des critères bien définis à savoir : [10]

- La disponibilité sur le marché
- Le prix d'achat
- Disponibilité sur le marché
- Les frais de réalisation
- La pression de service
- La nature du terrain
- La longueur des conduites

Notre présente étude est portée sur des conduites en fonte ductile en raison des avantages qu'elles présentent :

- Durée de vie importante ;
- Résistance à la traction et au choc ;
- Allongement important ;
- Disponibilité sur le marché national ;
- Résistance contre des surpressions (jusqu'à 25 BAR) ;

6.1.Profil en long

Les impératifs du profil en long sont :

- **Profondeur** : Les canalisations sont posées en tranchée avec une hauteur de couverture minimale de **0.80m** au-dessus de la génératrice supérieure.
- **Pente** : En principe, les montées sont lentes (pente minimale de **3 pour mille**) et les descentes sont rapides (pente minimale de **5 pour mille**) afin de pouvoir éliminer facilement les bulles d'air en les accumulant dans les points hauts.
- **Équipement points hauts** : Les points hauts doivent être équipés de ventouses pour libérer les canalisations des bulles d'air emprisonnées.
- **Équipement des points bas** : Les points bas sont à équiper de robinets vannes de vidange pour la vidange des conduites au moment d'éventuelles réparations

7. Étude technico-économique de l'adduction :

7.1. Dimensionnement des conduites :

- **Diamètre de la conduite**

Cas de refoulement :

On dispose de deux corrélations établies par BRESS et BONNIN qui permettent l'approximation de ce diamètre économique D_n : [7]

- **Formule de BONNIN :**

$$D_n = \sqrt{Q}$$

- **Formule de BRESS :**

$$D_n = 1.5 \times \sqrt{Q}$$

Avec :

- Q : débit refouler dans la conduite (m^3/s)

Remarque : la formule de BRESS n'est valable que pour petits linéaires (longueur de conduite 1 km).

A partir de ces deux diamètres déterminés, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquelles on optera pour celui qui présentera le frais les moins élevées et une vitesse acceptable (**0.5m /s à 2 m/s**).

Cas gravitaire :

Nous choisissons les diamètres pour lesquelles la vitesse découlement y comprise entre V_{min} et V_{max} tel que :

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

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

Avec :

- V_{min} : vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s
- V_{max} : vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s
- D_{min} : diamètre minimale de la conduite (m)
- D_{max} : diamètre maximale de la conduite (m)
- Q : débit qui doit faire transiter la conduite (m³/s)

- **Calcul de la vitesse**

La vitesse sera calculée par la formule suivant :

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

Avec :

- Q : débit (m³/s)
- D : diamètre de la conduite (m)
- V : vitesse d'écoulement (m/s)

- **Calcul des pertes de charges :**

Les pertes de charges sont liées à la longueur de la conduite, à son diamètre ainsi qu'aux singularités (vannes, coudes, clapets et raccords utilisés lors de l'installation). Elles se présentent sous deux formes :

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

Les pertes de charges linéaires (HL)

Elles sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$HL = J \times L = \frac{\lambda \times L \times V^2}{2 \times g \times D}$$

Avec :

- **HL** : pertes de charges linéaires (m)
- **J** : pertes de charges unitaires (m/ml)
- **D** : diamètre de la conduite (m)
- **V** : vitesse moyenne d'écoulement (m/s)
- **L** : longueur de la conduite (m)
- **λ** : coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature se rugosité de la conduite.

Les pertes de charge singulières :

Elles sont provoquées par les (coudes, les vannes, les clapets,...), elles sont estimées à :

- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte ductile :

$$H_S = 0.15 \times H_L$$

Calcul du coefficient des pertes de charges λ :

➤ Régime turbulent rugueux :

Il est donné par la formule de NIKURADZI :

$$\lambda = (1.44 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D})^{-2}$$

➤ Régime transitoire :

Il est donné par la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec :

- **J** : Pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau
- **λ** : Coefficient de pertes de charge
- **D** : Diamètre du tuyau en (m)
- **V** : Vitesse d'écoulement en m/s
- **g** : Accélération de la pesanteur en (m²/s)
- **L** : Longueur de la conduite en (m)
- **K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

Pour les conduites en fonte ductile :

$$K = 0.15\text{mm}$$

Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu}$$

ν : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stokes :

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.0337t + 0.00221t^2}$$

Avec :

- **t** : température de l'eau ;
- **K** : c'est la rugosité absolue, déterminée en mesurant l'épaisseur des protubérances des parois internes du tuyau.

Dans la pratique, il est évident de tenir compte de l'influence des pertes de charge, qui dépend des paramètres suivants :

- Paramètres hydrauliques : vitesse moyenne, diamètre et pression,
- Paramètres physico- chimique de l'eau : acidité, PH, dureté ...

$$K = K_0 + \alpha t$$

Avec :

- **K₀** : Rugosité absolue des tuyaux neufs
- **α** : Coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de M.PETER LAMON
- **α** = 0.036 mm/ans, qui correspond à la zone de faible agressivité
- **t** : Temps de service = 20 ans

Les pertes de charge totales :

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

$$H_T = H_L + H_S$$

Avec :

- **H_T** : Perte de charge totale (m)
- **H_S** : Perte de charge singulière (m)
- **H_L** : Perte de charge linéaire (m)

8. Calcul Hydraulique :

Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT) :

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g), et les pertes de charge totales résultantes du refoulement et de l'aspiration.

$$HMT = H_g + H_T$$

- **HMT** : Hauteur manométrique totale ;
- **Hg** : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau
- **HT** : Perte de charge totale

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 :

$$P_a = \frac{g \times HMT \times Q}{\eta}$$

Avec :

- **P_a** : Puissance absorbée par la pompe en (KW)
- **η** : Rendement de pompage (0.7 ÷ 0.8), on prend η : 0.75
- **Hmt** : Hauteur manométrique totale
- **Q** : Débit refoulé (m³/s)

Energie consommée par la pompe :

$$E = P \times t \times 365$$

- **E** : énergie consommée pendant une année (KWh)
- **t** : Nombre d'heures de pompage par jour
- **P** : Puissance absorbée par la pompe (KW)

Prix d'énergie (Frais d'exploitation) :

$$F_{exp} = E \times P_e$$

Avec :

- **F_{exp}** : Frais d'exploitation (DA)
- **P_e** : Prix du (Kwh), $P_e=4.67$ (DA/Kwh) (source d'information Sonelgaz)
- **E** : Energie consommée par la pompe (Kwh)

Frais d'amortissement :

Ils sont donnés par la formule suivante :

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

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.

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

Avec :

- **i** : Taux d'intérêt annuel (annuité), $i = 8\%$
- **n** : nombre d'années d'amortissement ($n = 20$ ans)

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1+0.08)^{20} - 1} + 0.08$$

$$\mathbf{A=0.10185}$$

Calcul du bilan :

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

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

- **B_L** : Le bilan
- **F_{exp}** : Les frais d'exploitation (DA)
- **F_{am}** : Les frais d'amortissement

9. Dimensionnement du tronçon d'adduction par refoulement**Tronçon station reprise de SMINA vers TALA MERKHA**

La rénovation de ce tronçon se fera par une conduite en fonte ductile à emboîtement.

Caractéristiques du tronçon :

$$\mathbf{Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Longueur du tronçon = 2089.5 ml

Niveau dynamique du plan de pompage = 111.19 m

Cote d'arrivée : 185.33 m

Hauteur géométrique : $H_g = 74.14$ m

Calcul du diamètre économique

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre DN est déterminé approximativement par les formules de BONIN et BRESS.

On prendra tous les diamètres compris entre DN1 et DN2, mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre **0.5 m/s** et **1,5 m/s**.

Les diamètres normalisés pour la fonte ductile sont : **200mm** et **250mm** et **300mm**.

Calcul de la hauteur manométrique totale :

Tableau V.1. 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

Calcul des frais d'exploitation :

Tableau V.2. 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

Calcul des frais d'amortissement

Tableau V.3. 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

Calcul du bilan

Tableau V.4. Calcul du bilan général

D (m)	Fexp (DA)	Fam (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**.

10. Conclusion

Le choix du diamètre a été imposé pour les paramètres suivants :

- Technique : suivant le débit la perte de charge raisonnable et bonne vitesse entre **0,5** et **1,5 m/s** ;
- Economique : suivant le choix de l'exploitation et l'amortissement. 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**.

Pour ce qui est de la nature de la canalisation elle fait l'objet de choix dû à la nature du terrain et les contraintes économiques du pays.

Chapitre VI

Pompage

1. 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 de pression.

A partir de cette définition, on peut dire que le rôle de la pompe consiste à augmenter la pression du fluide liquide. L'augmentation de la pression du liquide véhiculé par la pompe a lieu à la suite de la transformation de l'énergie mécanique fournie par un moteur entraînant cette pompe en une augmentation de l'énergie hydraulique qui est acquise par le liquide entre l'entrée et la sortie de la pompe.

Dans ce chapitre, nous allons apprendre davantage sur les différents types de pompes et leurs fonctionnements, en suite, on passera au dimensionnement de la station de pompage.

2. Eléments constitutifs d'une station de pompage

Une station de pompage est constituée en général de :

- Une bache de reprise devisée en deux pour des raisons de maintenance (nettoyage et éventuelles réparations) pour cela des vannes de sectionnements sont prévue
- Une chambre des pompes et de moteurs dont le radier est situé en contrebas de la bache de reprise.

3. Classifications des pompes

Toutes les pompes sont divisées en deux classes principales et cela selon le mode de fonctionnement on distingue :

- Les pompes volumétriques,
- Les turbopompes

Les pompes centrifuges qui font partie de la famille des pompes dynamiques sont plus universellement utilisées. Le développement de ces dernières a été très rapide grâce au progrès réalisé dans l'emploi de la force motrice électrique, accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement.

3.1. Les pompes volumétriques

Le déplacement de fluide à l'intérieur de la pompe se fait par variation du volume. D'où, on distingue deux types :

- Les pompes alternatives,
- Les pompes rotatives.

3.2. Les turbopompes

Le principe de fonctionnement des turbopompes consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement au moyen de l'élément actif de la pompe appelé « la roue » ou « rotor ». Les turbopompes sont généralement utilisées dans l'alimentation en eau potable et l'irrigation.

On peut classer les turbopompes selon les paramètres suivants :

a) Selon le type de la roue :

- Les pompes hélices (axiales),
- Les pompes centrifuges,
- Les pompes hélico-centrifuges.

b) Selon le nombre d'éléments disposés en série

- Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprennent une série d'aubes fixes, utilisées pour des pressions moyennes de 15 m à 100 m d'eau,
- Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série, le fluide qui rentre vas parcourir successivement chaque cellule, utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètre.

c) Selon la disposition de l'axe de la pompe

- Les pompes axiales,
- Les pompes horizontales.

d) Selon la nature du fluide véhiculé

- Fluide compressible,
- Fluide incompressible.

e) Selon l'importance de la pression produite

- Basse pression,
- Moyenne pression,
- Haute pression

4. Choix du type de la pompe

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

- 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

5. Couplage des pompes

Dans certains cas, la hauteur manométrique totale et le débit appelé ne sont pas satisfaits par une seule pompe. On est amené alors à utiliser un couplage de pompes. Les pompes peuvent être couplées en parallèle ou en série

5.1. Couplage en parallèle

Ce montage est rencontré lorsque l'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit, dans ce cas on a :

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

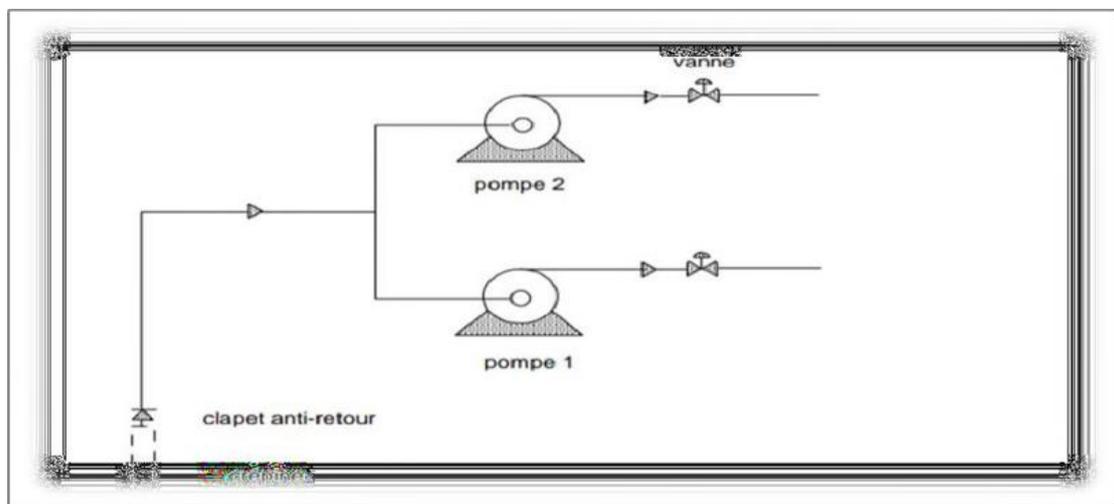


Figure VI.1. Couplage de deux pompes en parallèle

5.2. Couplage en série

Ce montage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante, dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde ;
- Le même débit traverse chaque pompe et les hauteurs d'élévation produites par chaque une s'ajoute.

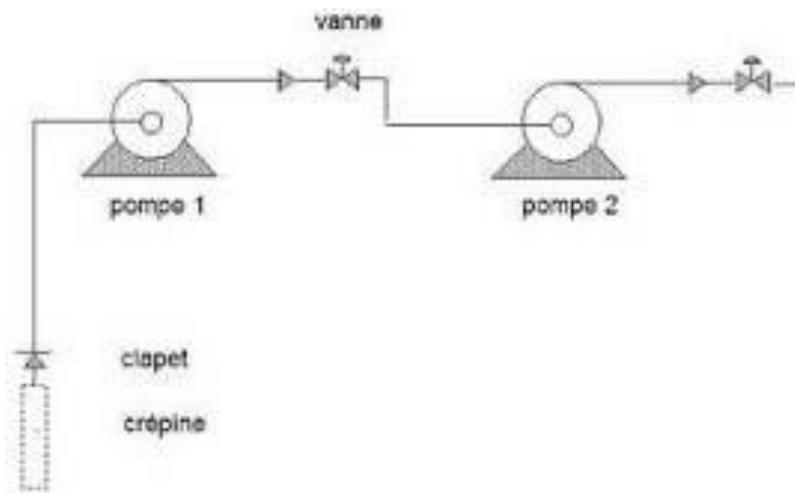


Figure VI.2. Couplage de deux pompes en série

6. Installation d'une pompe

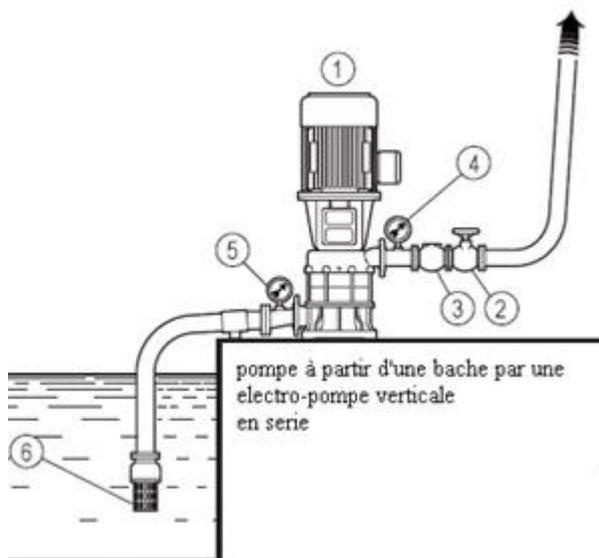


Figure VI.3. : Installation d'une pompe verticale

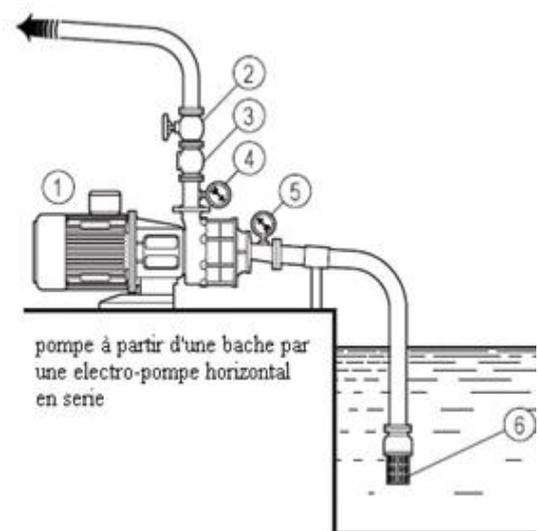


Figure VI.4. : Installation d'une pompe horizontale

7. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge :

Les critères les plus importants des pompes sont :

7.1. Le débit de pompage (Q) :

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

7.2. La vitesse de rotation (N) :

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

7.3. HMT (Hauteur manométrique total) :

L'énergie que fournit la pompe au liquide se présente sous deux formes :

- **L'énergie de pression** : Correspond à l'augmentation de la pression dans la pompe.
- **L'énergie cinétique** : Correspond de la vitesse du liquide entre l'aspiration et le refoulement.

La Hmt s'exprime en mètre de liquide sous la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref}$$

Avec :

- **Hmt** : hauteur manométrique totale en (m)
- **Hg** : hauteur géométrique en (m).
- **Jasp** : Pertes de charge à l'aspiration en (m).
- **Jref** : Pertes de charge au refoulement en (m).

7.4. Les puissances utiles et absorbées :

7.4.1. Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance disponible au niveau de l'ordre d'entraînement de la roue de la pompe notée par (Pa), unité de mesure (Kw).

7.4.2. Puissance hydraulique (puissance utile) :

La puissance hydraulique est la puissance fournie au fluide par la pompe. Elle s'exprime en W ou le Kw.

$$P_u = \omega \times Q \times H$$

Avec :

- **Q** : débit (m³/s) ;
- **H** : Hauteur (m) ;
- **ω** : Poids volumique de l'eau (N/m³).

7.5. Le rendement de la pompe

Le rendement global permet de quantifier la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique. Il s'exprime en %

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

Avec :

- η : Le rendement de la pompe ;
- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;
- P_u : Puissance hydraulique en (Kw).

8. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les courbes qui caractérisent les pompes centrifuges et qui expriment leurs performances, pour une vitesse de rotation donnée, sont représentées dans la figure ci-dessous :

8.1. La courbe hauteur-débit « $H=f(Q)$ »

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

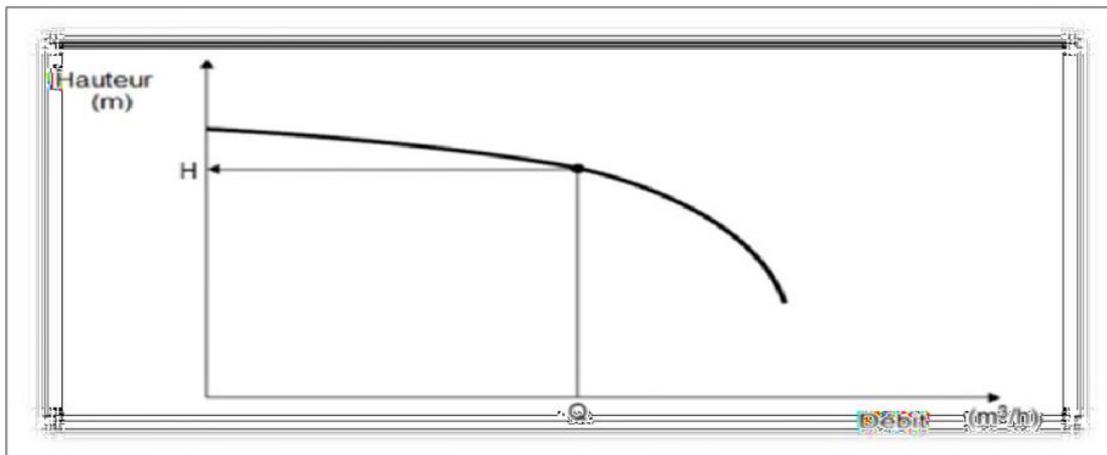


Figure VI.5. La courbe de la hauteur par rapport au débit

8.2. La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ »

Cette courbe exprime la variation du rendement en fonction du débit.

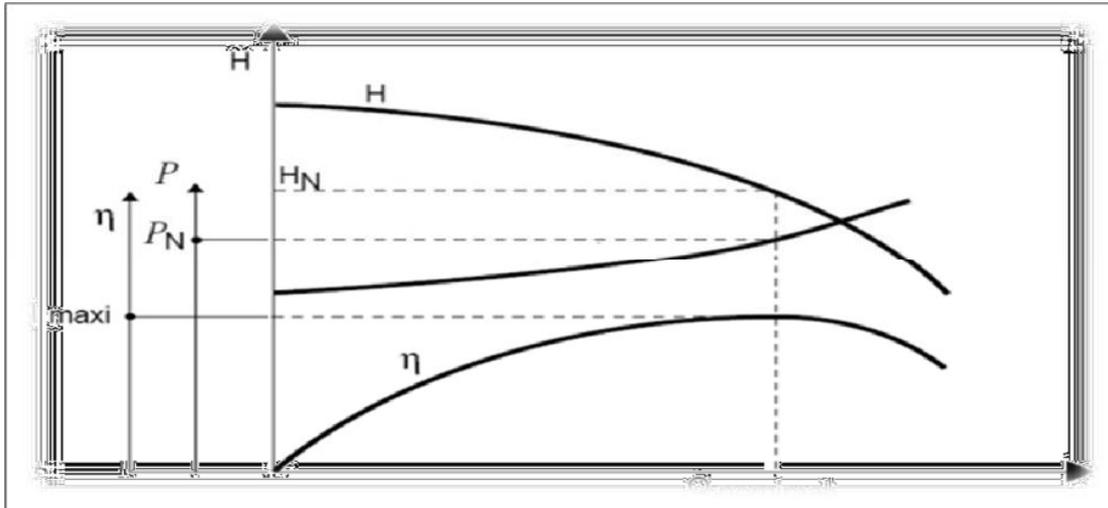


Figure VI.6. La courbe du rendement par rapport au débit

8.3. La courbe des puissances absorbées-débit « $P_a=f(Q)$ »

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction du débit. Le schéma de la courbe des puissances absorbées est illustré dans la figure ci-dessous.

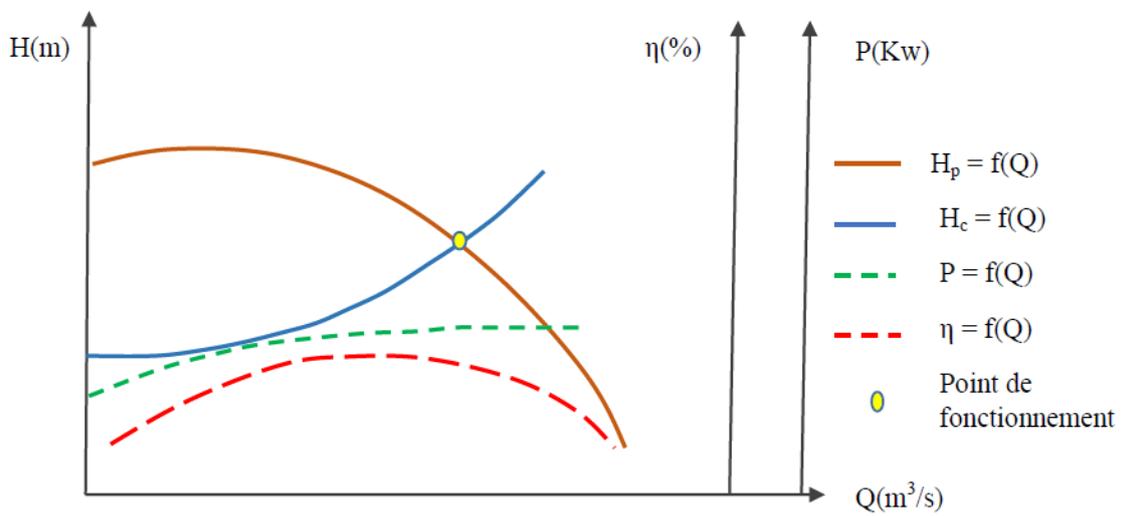


Figure VI.7. Les courbes caractéristiques de la pompe centrifuge

9. Caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est la représentation graphique de la variation des pertes de charge totales qu'elle engendre en fonction du débit véhiculé, c'est une parabole dont la fonction est la suivante :

$$H_c = RQ^2 + H_g$$

Avec :

- **H_c** : perte de charge totale (m) ;
- **H_g** : hauteur géométrique (m) ;
- **Q** : débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- **R** : résistance de la conduite déterminée en remplaçant dans l'équation H_c et Q respectivement par la H_{mt} et le débit du point de fonctionnement déjà déterminé.

10. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection des courbes caractéristiques de la pompe « H = f (Q) » et celle de la conduite de refoulement « H_c = f (Q) ».

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, dans ce cas, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

A cet effet, on procédera à une comparaison entre plusieurs solutions, à savoir :

- Réduction ou augmentation du temps de pompage ;
- Le vannage ;
- Le rognage ;
- Variation de la vitesse de rotation de la pompe.

10.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage

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

$$T' = \frac{Q_{ap}}{Q_{pf}} \times T$$

Avec :

- **T** : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;
- **T'** : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;
- **Q_{ap}** : débit appelé correspondant au temps de fonctionnement T ;
- **Q_{pf}** : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_{pf} \times H}{\eta}$$

10.2. Le vannage (étouffement)

Il consiste à créer des pertes de charges supplémentaires afin d'obtenir la hauteur correspondante au point de fonctionnement de la pompe.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H'}{\eta}$$

Où :

$$H' = H_1 + h$$

Avec :

- **h** : perte de charge engendrée par la vanne (m) ;
- **H'** : la perte de charge totale de la conduite après vannage (m) ;
- **η** : rendement (%).

10.3. Rognage de la roue

Le rognage d'une pompe est le changement du diamètre extérieur de sa roue en gardant la même vitesse de rotation N. Ce changement est déterminé à partir des lois de similitude ci-dessous :

$$\frac{H}{H'} = \left(\frac{D}{D'}\right)^2$$

$$\frac{Q}{Q'} = \left(\frac{D}{D'}\right)^2$$

Le point P (Q, H) est le point désiré et le point P' (Q', H') qui est l'intersection de la courbe iso rendement et la courbe caractéristique de la pompe, c'est le point homologue du point P.

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q}{Q'}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{\frac{1}{2}}$$

Avec :

- **m** : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage r sera :

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

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta}$$

10.4. La variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, variant ainsi la puissance absorbée, le débit et la hauteur d'élévation. La nouvelle vitesse de rotation N' , est déterminée à partir des lois de similitude ci-après :

$$\frac{H}{H'} = \left(\frac{N}{N'}\right)^2$$

$$\frac{Q}{Q'} = \left(\frac{N}{N'}\right)^2$$

Le point P (Q, H) est le point désiré et le point P' (Q', H') qui est l'intersection de la courbe iso rendement et la courbe caractéristique de la pompe, c'est le point homologue du point P.

On aura :

$$N' = N \times \frac{Q}{Q'} \text{ (tr/min)}$$

Et la puissance absorbée sera donc :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \text{ (Kw)}$$

11. Le phénomène de cavitation

Le phénomène de cavitation apparaît dans l'écoulement d'un liquide lorsqu'en un point quelconque de celui-ci la pression absolue devient égale à la pression de vapeur saturante pour la température du liquide transporté. Il se produit en ce point une bulle, cavité remplie de vapeur du liquide. Ces cavités remplies de vapeur du liquide s'écrasent dans les zones où elles rencontrent des pressions absolues plus élevées produisant ainsi des bruits et des vibrations diverses.

Dans les pompes centrifuges monocellulaires les plus basses pressions s'observent sur la face arrière des aubes de la roue (extrados). Dans les pompes centrifuges multicellulaires c'est toujours au niveau de la première roue que se manifeste le phénomène de cavitation.

Notion du NPSH

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ fixé par l'utilisateur doit être supérieure à la charge minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ donnée par le constructeur sous forme de courbe « $(NPSH)_r = f(Q)$ »

Soit donc la condition de non cavitation :

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

- Pour une alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{\rho \times g} + H_a - (J_a - T_v)$$

- Pour une alimentation en dépression :

$$(NPSH)_r = \frac{P_0}{\rho \times g} - H_a - (J_a - T_v)$$

Où :

$$\frac{P_0}{\rho \times g} = P_{atm} - 0.0012 \times Z$$

Avec :

- **H_a** : hauteur géométrique d'aspiration (m) ;
- **J_a** : pertes de charge à l'aspiration (m) ;
- $\frac{P_0}{\rho \times g}$: pression en (m.c.e) du plan d'eau d'aspiration ;
- **T_v** : pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée ;
- **Z** : cote du plan d'aspiration par rapport au niveau de la mer.

12. Choix du type de pompe pour la station de SMINA

Pour la station de pompage, nous avons choisi des pompes centrifuges. Cette station doit être équipée en plus d'une pompe de secours. [13]

1. Caractéristiques de la conduite :

$$Q = 40 \text{ l/s}$$

$$HMT = 119.3218 \text{ m}$$

$$H_g = 74.14$$

$$D = 300 \text{ mm PN16}$$

2. Caractéristiques de la pompe choisie :

$$Q = 40.49 \text{ l/s}$$

$$H = 120 \text{ m}$$

$$P_a = 132 \text{ kW}$$

$$\eta = 72.2 \%$$

$$N = 2900 \text{ tr/min}$$

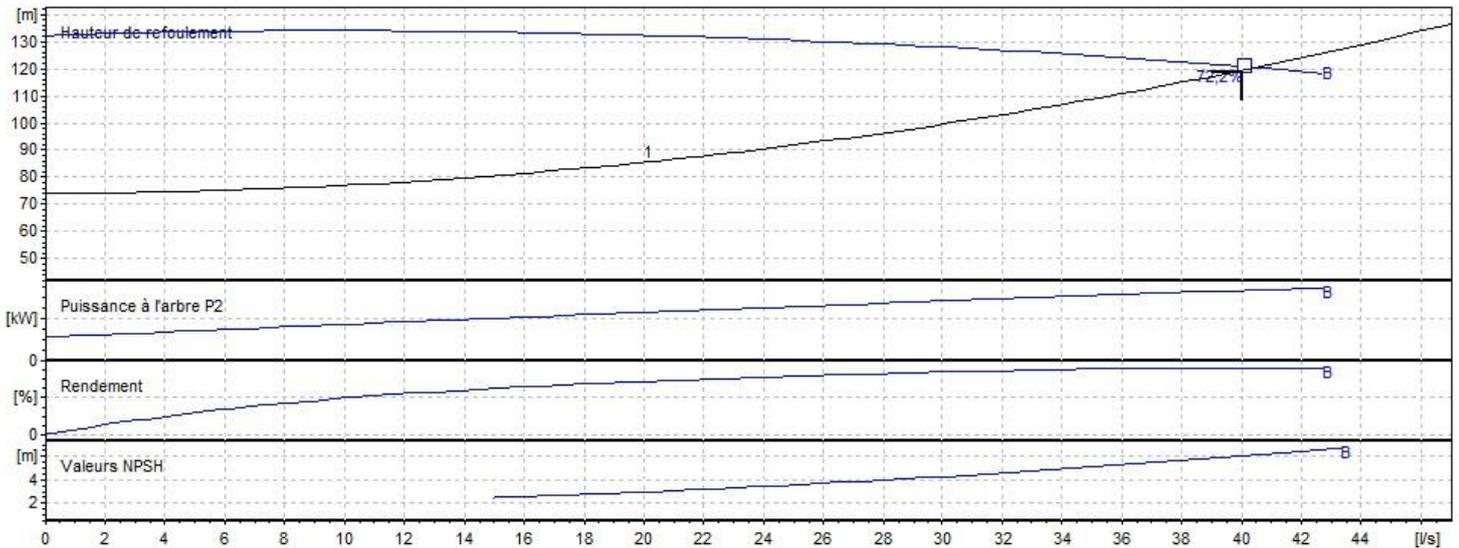


Figure VI.8. Courbes caractéristiques de la pompe de la station SR SMINA (MEC-A004/80B).

Etude de la cavitation :

Tableau VI.1. Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

T⁰ (c)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T_v (m)	0.06	0.083	0.0125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.33

Les conditions de la température et de pression normales pour l'eau, sont respectivement **20 C°** et **1.013 bars**.

D'où :

$$\frac{P_{atm}}{\rho g} = 10.33 \text{ m}$$

$$T_v = 0.24$$

Tableau VI.2. Pression atmosphérique en fonction de la côte

h	-50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\rho g}$	10,86	10,33	10,2	10,06	9,7	8,6	8,4

- La côte de la station de pompage est de 185 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\rho g} = 10,2 \text{ m}$.
- La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_{atm}}{\rho g} = 0,24 \text{ m}$.
- NPSH_r = 6 m.
- H_a = 0 m ; la pompe est presque située au même niveau du radier.

La pompe est installée en charge :

$$NPSH_d = 10,2 - 0,24$$

$$NPSH_d = \mathbf{9,26 \text{ m}}$$

D'où, $NPSH_d > NPSH_r$, donc, la pompe ne Cavite pas

13. Conclusion

Sur la base des recherches que nous avons effectuées dans ce chapitre, nous avons adopté la station de récupération S'MINA, pompe centrifuge multicellulaire haute pression type axe horizontal. Les caractéristiques de cette pompe selon le catalogue CAPRARI sont les suivantes (annexe 3) :

- 01 pompe + 1 pompe de secours ;
- Pompe de type MEC-A004/80B CAPRARI ;
- $Q = 40.49 \text{ l/s}$
- $H = 120 \text{ m}$
- $P_a = 132 \text{ kW}$
- $\eta = 72.2 \%$
- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $NPSH_r = 6 \text{ m}$

Chapitre VII

Protection contre coup de bélier

1. Introduction

La connaissance des phénomènes contribuant à la dégradation des conduites représente un élément très important pour bien choisir les paramètres de protection des conduites lors de la réalisation des réseaux d'eau potable ; et parmi ces problèmes on a : le coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement de ces réseaux.

Dans ce chapitre nous allons parler de la protection des conduites qui doit être envisagée pour lutter contre le coup de bélier.

2. Coup de Bélier

2.1. Définition

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de la pression (entre surpressions et dépressions) ; résultant d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit à l'extrémité aval de celle-ci. C'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (Propagation par ondes). [8]

2.2. Causes du coup de Bélier :

Les principales causes sont :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes, alimentant une conduite de refoulement ;
- Démarrage d'une pompe à vanne ouverte ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ;
- Modification de la vitesse d'une pompe.

2.3. Conséquences du phénomène :

Les principales conséquences sont

- Rupture de la conduite (Eclatement dû à la surpression, Ecrasement dû à la dépression) ;
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration du revêtement intérieure.

3. Interprétation physique du coup de bélier

➤ 1ère phase :

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (L) avec une célérité (c). Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (L/c).

➤ 2ème phase :

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais se retrouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

➤ 3ème phase :

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

➤ 4ème phase :

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps (c'est-à-dire $4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils antibélier devons avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression. Parmi ces moyens, on trouve :

4.1. Volant d'inertie :

Le volant d'inertie permet de ralentir plus progressivement l'arrêt des pompes en cas de panne de courant électrique (ou du moteur).

4.2. Soupapes de décharge :

Leur rôle est d'éliminer localement les pressions supérieures à une valeur donnée, définie par la pression de tarage. Il faut connaître la pression de tarage ainsi que les pertes de charge dans le branchement. Il existe aussi un temps de réaction avant le début de la décharge d'une soupape sauf dans le cas de déchargeur par anticipation. Ce temps de réaction est fortement lié à la distance entre la soupape et le point de la conduite à protéger.



Figure VII.1. : soupape de décharge

4.3. Les ventouses :

Appelés aussi reniflards, elles ont pour rôle principal l'évacuation de l'air continu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.



Figure VII.2 : une ventouse.

4.4 Cheminée d'équilibre :

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

Elle présente certains avantages, à savoir :

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

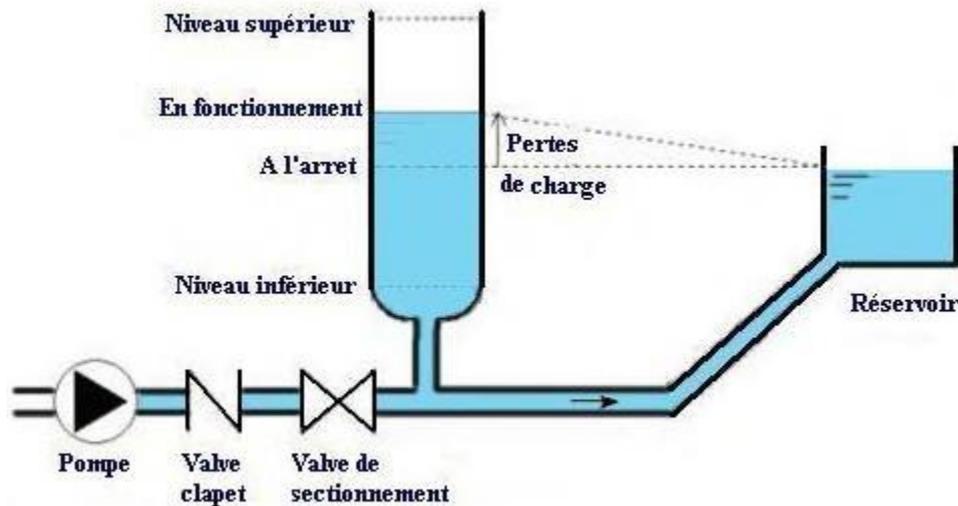


Figure VII.3 : cheminée d'équilibre.

4.5. Réservoir d'air :

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

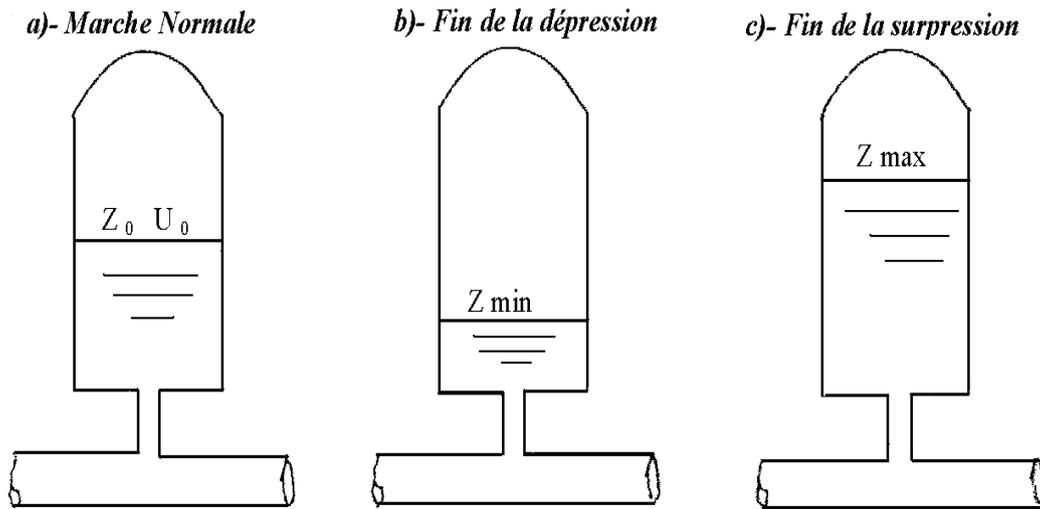


Figure VII.4 : Réservoir d'air

4.6. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier

Tableau VII.1. *Avantage et inconvénients des appareils anti-bélier*

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> • Cout limité. • Entretien et réglage facile • Ne consomme pas d'énergie. • Indépendant d'une installation électrique. 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort) • Pertes considérables d'eau pendant le 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé comme protection contre la surpression.
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> • Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécanique susceptible de fonctionnement défectueux). • Importante durée de vie. • Indépendante d'une installation électrique. • Pas de pertes d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> • Possibilités d'installation limitées • Ouvrage couteux (hauteur généralement très développée) 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression.

Tableau VII.1. *Avantage et inconvénients des appareils anti-bélier (suite et fin)*

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> • Bon fonctionnement. • Bonne sécurité. • Pas des pertes d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> • Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. • Cout élevé. 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression.
Volent d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> • Dispositif économique. • Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent par trop souvent. 	<ul style="list-style-type: none"> • Consommation d'énergie protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. • Inapproprié dans les stations à fortes Fréquence de démarrage. 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé comme protection contre la dépression.

5. étude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions ainsi que la valeur numérique du coup de bélier dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

Calcul de la célérité d'ondes :

La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \cdot \frac{D}{e}}}$$

Avec :

- **a** : Célérité de l'onde (m/s) ;
- **D** : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- **e** : Epaisseur de la conduite (mm) ;
- **K** : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation (K= 83 pour le PEHD **K= 0.6 pour la fonte**).

Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

➤ **1er Cas : Fermeture brusque :**

Dans le cas où la fermeture est brusque le temps de fermeture est :

$$T = \frac{2L}{a}$$

La valeur maximale du coup de bélier

Donne par la formule de **JOUKOSKI**:

$$B = \frac{a \times V_0}{g}$$

Avec :

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

La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_{\max} = H_0 + B$$

La valeur maximale de la pression-dépression est :

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

Où :

$$H_0 = H_g + 10$$

Avec :

- **H_g** : Hauteur géométrique de refoulement,
- **10** : Pression atmosphérique.

➤ **2eme Cas : Fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2L}{a}$

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

$$B = \frac{2L \times V_0}{g \times T}$$

Tableau VII.2. : calcul des paramètres de coup de bélier

e (m)	K	D (m)	a	V ₀ (m/s)	g (m ² /s)	B (m)	H _g (m)	H ₀ (m)	H _{min} (m)	H _{max} (m)
0.006	0.6	0.3	1118.80	0.56	9.81	63.87	74.14	84.14	20.27	148.01

Interprétation des résultats :

D'après les résultats obtenus, la surpression maximale ne dépasse la valeur de la pression de service admissible, et la dépression minimale n'est pas négative. Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas. Donc, la conduite ne nécessite pas une protection.

6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculer les valeurs de la suppression et de la dépression et nous les avons comparés à la pression de service admissible et nous avons constatés que la conduite de refoulement SMINA-TALA MERKHA ne nécessite pas de protection contre le phénomène du coup de bélier.

Chapitre VIII

Distribution

1. Introduction

L'eau stockée dans le réservoir, est véhiculée à l'aide des canalisations jusqu'aux abonnés en vue de satisfaire leurs demandes en eau de consommation. Une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal avec des pressions de service suffisantes pour atteindre le point le plus critique dans le réseau.

2. Classification des réseaux

On distingue plusieurs types de réseau de distribution à savoir : [11]

- Les réseaux ramifiés ;
- Les réseaux maillés ;
- Les réseaux étagés ;
- Les réseaux combinés.

2.1. Réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) tout le long de la conduite principale :

- C'est un réseau arborescent ;
- Il est caractérisé par une alimentation à sens unique ;
- Ce réseau présente l'avantage d'être économique à cause du linéaire réduit des canalisations posées, mais il manque de souplesse et de sécurité. Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale, les usagers avals se trouveront privés d'eau.

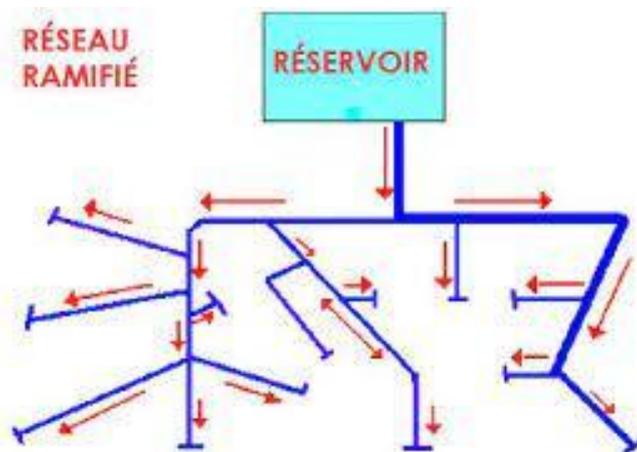


Figure VIII.1. Réseau ramifié

2.1.1. Réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées. Contrairement aux réseaux ramifiés. Le réseau maillé assure une distribution de retour. Il est utilisé généralement dans les zones urbaines.

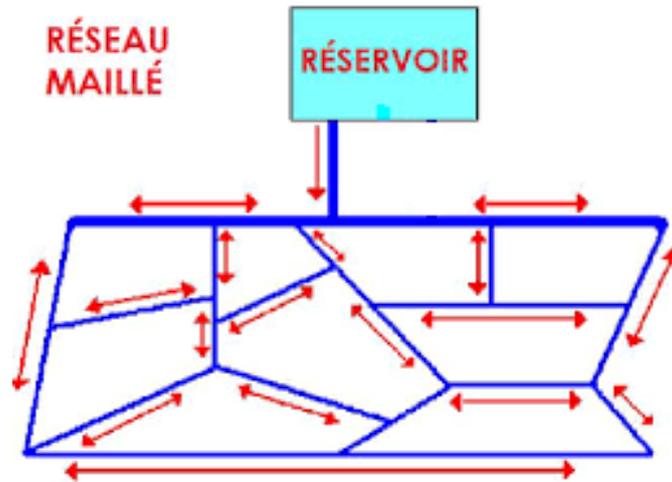


Figure VIII.2. Réseau maillé

2.2. Réseau mixte

Ce sont des réseaux constitués d'une partie ramifiée et d'une autre maillé, il est utilisé pour des agglomérations présentant des endroits plats et d'autres accidentés.

2.3. Réseau étagé

Lorsqu'une agglomération présente des différences importantes de niveaux, ce qui fait que la distribution de l'eau par un seul réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées). Ce qui nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier pour régulariser les pressions.

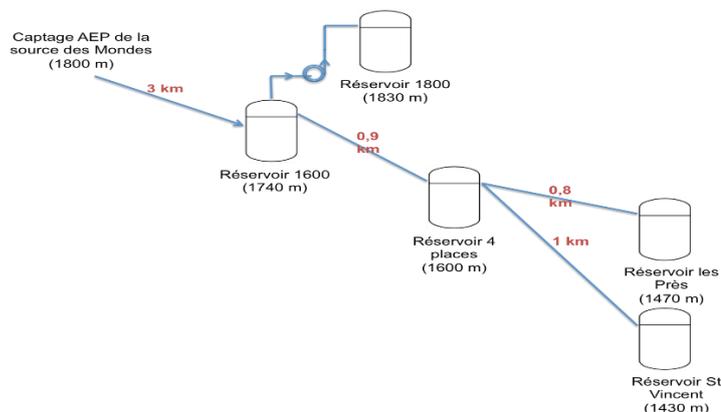


Figure VIII.3. Réseau étagé

3. Choix du type des conduites

Le réseau sera réalisé avec des conduites en PEHD, pour les avantages dont elles disposent :

- Facilité de pose ;
- Longue durée de vie ;
- Rugosité très faible ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à l'entartage et à la corrosion interne et externe ;
- Bonne résistance aux hautes températures.

4. Equipements du réseau de distribution

4.1. Les canalisations

Les réseaux de distribution sont constitués de :

- Conduites principales ;
- Conduites secondaires.

4.2. Organes accessoires

Le réseau de distribution comporte des équipements permettant son fonctionnement qui sont les suivants : [12]

- **Robinets vannes** : Ils sont placés au niveau de chaque nœud et permettent d'isoler les différents tronçons du réseau lors d'une réparation éventuelle sur l'un d'entre eux. 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).



Figure VIII.4. Robinet-vanne de sectionnement

- **Ventouses** : Ce sont des appareils qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour chasser l'air contenu dans la conduite.



Figure VIII.5. Ventouse

- **Robinets de vidange** : Ils sont placés aux points bas du réseau pour permettre la vidange.
- **Clapets** : Ils empêchent le retour de l'eau au sens inverse de l'écoulement prévu.



Figure VIII.6. Clapet anti retour

• **Poteau et bouche d'incendie** : Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum de 17 l/s avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus. Ces poteaux peuvent comporter plusieurs prises secondaires pour permettre le branchement d'une ou deux lances de premier secours. Certaines bouches d'incendie sont équipées aussi pour servir à l'arrosage et lavage des rues



Figure VIII.7. Bouche d'incendie

4.3. Les raccords

- Coudes

Ils sont utilisés en cas de changement de direction.



Coude 90°



Coude 45°

Figure VIII.8. Les coudes

- **Cône de réduction**

Ce sont des convergents et divergents, ils permettent le raccordement des conduites présentant des diamètres différents.



Figure VIII.9. Cône de réduction

- **Manchon**

Assemblage en ligne de 02 éléments cylindriques.



Figure VIII.10. Manchon

- **Les tés**

On envisage des tés à deux ou trois emboitements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour leur emplacement.



Té égal



Té réduit

Figure VIII.11. Les tés

- **Bouchon d'extrémité ou bride d'extrémité**

Ce sont des dispositifs placés aux extrémités des conduites de distribution servant comme obturateur final des tronçons.



Figure VIII.12. Bouchon d'extrémité

5. Choix du réseau à adopter :

Etant donné que TALA MERKHA représente une agglomération rurale avec un relief accidenté, nous optons pour un réseau Ramifié en PEHD PN10.

5.1 Schéma de notre réseau

Le schéma du réseau est représenté dans la figure suivante :

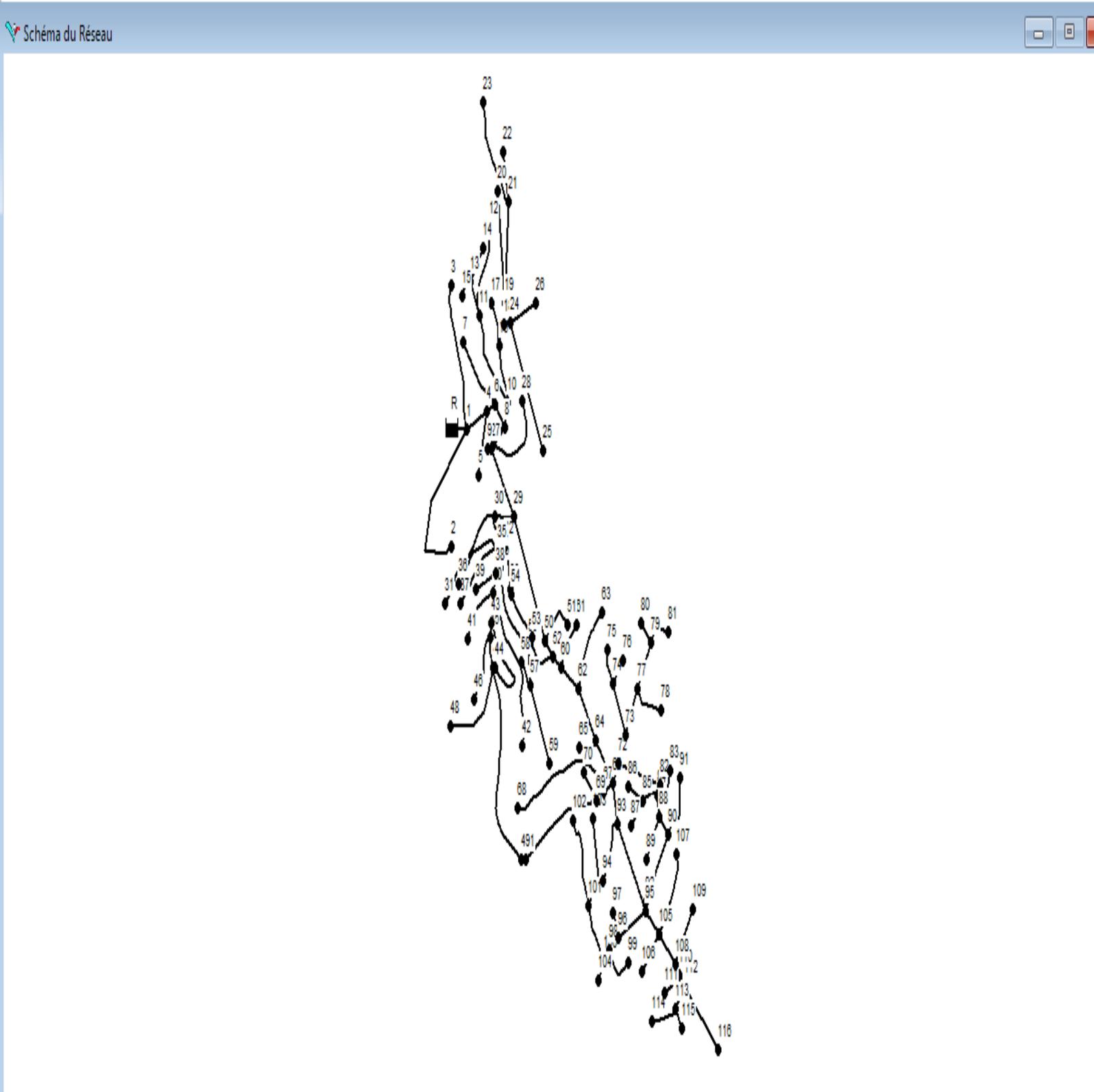


Figure VIII.13. Tracé du réseau de distribution TALA MERKHA

6. Calcul hydraulique du réseau de distribution

6.1. Déterminateur le débit du réseau

La détermination des débits dans un réseau s'effectue selon les étapes suivantes :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon ;
- Déterminer le débit spécifique en considérant les débits de route ;
- Calculer les débits de route pendant l'heure de pointe ;
- Déterminer les débits supposés concentrer aux nœuds.

6.1.1. Débit spécifique

On admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur toute la longueur du réseau, on utilise donc la notion de débit spécifique en l/s/m². Ce débit se calcul comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\Sigma L}$$

- Q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml ;
- $Q_{max.h}$: Débit maximum horaire (l/s) ;
- ΣL : Somme des longueurs (m).

6.1.2. Débit en route

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

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i$$

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

6.1.3. Débit en nœud

Le débit de chaque nœud est donné par la formule suivante :

$$Q_n = \frac{\Sigma Q_r}{2}$$

- Q_n : débit au nœud considéré l/s.
- ΣQ_r : la somme des débits de route qui arrivent à ce nœud l/s

6.2. Calcul des pressions de service du réseau

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.

$$P_{si} = C_{pi} - C_{ri}$$

- P_{si} : Pression au sol au point i(m).
- C_{pi} : Cote piézométrique au point i(m).
- C_{ri} : Cote de terrain au pont(m).

7. Dimensionnement du réseau

Les débits de routes et de nœuds :

$$Q_{\max.h} = 94.01 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$= 26.11 \text{ l/s}$$

$$\Sigma L = 10210.08 \text{ m}$$

On détermine le débit spécifique :

$$Q_{ps} = 0.0026 \text{ l/s}$$

On détermine le débit de route pour chaque tronçon :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous (annexe 2) :

Tableau VIII.1. Débits de route et débits de nœuds pour le cas de pointe

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
N1	N1-R	14.84	0.0386	0.7379
	N1-N2	283	0.7358	
	N1-N3	207.9	0.5405	
	N1-N4	61.89	0.1609	
N2	N2-N1	283	0.7358	0.3679
N3	N3-N1	207.9	0.5405	0.2703
N4	N4-N1	61.89	0.1609	0.1875
	N4-N5	59.65	0.1551	
	N4-N6	22.7	0.059	
N5	N5-N4	59.65	0.1551	0.0776
N6	N6-N4	22.7	0.059	0.5014
	N6-N7	122.44	0.3183	
	N6-N8	47.74	0.1241	
N7	N7-N6	122.44	0.3183	0.1592
N8	N8-N6	47.74	0.1241	0.2539
	N8-N9	58.38	0.1518	
	N8-N10	44	0.1144	
	N8-N27	45.20	0.1175	
N9	N9-N8	58.38	0.1518	0.0759
N10	N10-N8	44	0.1144	0.4802
	N10-N16	82.52	0.2146	
	N10-N11	242.82	0.6313	
N11	N11-N10	242.82	0.6313	1.131
	N11-N12	131	0.3406	
	N11-N13	61.20	0.1591	
N12	N12-N11	131	0.3406	0.3203
N13	N13-N11	61.20	0.1591	0.199
	N13-N15	34.43	0.0895	
	N13-N14	57.43	0.1493	
N14	N14-N13	57.43	0.1493	0.0747

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
N15	N15-N13	34.43	0.0895	0.0448
N16	N16-N10	82.52	0.2146	0.2396
	N16-N17	67.32	0.1750	
	N16-N18	34.43	0.0895	
N17	N17-N16	67.32	0.1750	0.0875
N18	N18-N19	29.34	0.0763	0.1039
	N18-N24	16.17	0.0420	
	N18-N16	34.43	0.0895	
N19	N19-N18	29.34	0.0763	0.4418
	N19-N20	165	0.429	
	N19-N21	145.5	0.3783	
N20	N20-N19	165	0.429	0.2145
N21	N21-N19	145.5	0.3783	0.4871
	N21-N22	69.8	0.1815	
	N21-N23	159.33	0.4143	
N22	N22-N21	69.8	0.1815	0.0908
N23	N23-N21	159.33	0.4143	0.2072
N24	N24-N18	16.17	0.042	0.4034
	N24-N25	218.85	0.569	
	N24-N26	75.25	0.1957	
N25	N25-N24	218.85	0.569	0.2845
N26	N26-N24	75.25	0.1957	0.0979
N27	N27-N8	45.20	0.1175	0.4098
	N27-N28	156.64	0.4073	
	N27-N29	113.4	0.2948	
N28	N28-N27	156.64	0.4073	0.2037
N29	N29-N27	113.4	0.2948	0.8418
	N29-N50	484	1.2584	
	N29-N30	50.16	0.1304	
N30	N30-N29	50.16	0.1304	0.3851
	N30-N31	187.68	0.488	
	N30-N32	58.34	0.1517	
N31	N31-N30	187.68	0.488	0.244
N32	N32-N30	58.34	0.1517	0.181
	N32-N33	61.76	0.1606	
	N32-N34	19.17	0.0498	
N33	N33-N32	61.76	0.1606	0.0803
N34	N34-N32	19.17	0.0498	0.0774
	N34-N38	33.52	0.0872	
	N34-N35	6.86	0.0178	
N35	N35-N34	6.86	0.0178	0.6187
	N35-N36	222	0.5772	
	N35-N37	247.1	0.6425	
N36	N36-N35	222	0.5772	0.2886
N37	N37-N36	247.1	0.6425	0.3412

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
N38	N38-N34	33.52	0.0872	0.321
	N38-N39	189.1	0.4917	
	N38-N40	24.25	0.0631	
N39	N39-N38	189.1	0.4917	0.2458
N40	N40-N38	24.25	0.0631	0.5518
	N40-N41	115.10	0.2993	
	N40-N42	243.75	0.6338	
	N40-N43	41.3	0.1074	
N41	N41-N40	115.10	0.2993	0.1496
N42	N42-N40	243.75	0.6338	0.3169
N43	N43-N40	41.3	0.1074	0.3038
	N43-N44	170.2	0.4425	
	N43-N45	22.22	0.0578	
N44	N44-N43	170.2	0.4425	0.221
N45	N45-N43	22.22	0.0578	0.2165
	N45-N46	101.33	0.2635	
	N45-N47	42.97	0.1117	
N46	N46-N45	101.33	0.2635	0.1317
N47	N47-N45	42.97	0.1117	0.6512
	N47-N48	157	0.4082	
	N47-N49	300.97	0.7825	
N48	N48-N47	157	0.4082	0.2041
N49	N49-N47	300.97	0.7825	0.3912
N50	N50-N29	484	1.2584	0.7683
	N50-N51	87	0.2262	
	N50-N52	20	0.052	
N51	N51-N50	87	0.2262	0.1131
N52	N52-N50	20	0.052	0.1846
	N52-N60	30	0.078	
	N52-N53	92	0.2392	
N53	N53-N52	92	0.2392	0.2461
	N53-N54	83	0.2158	
	N53-N55	14.3	0.0372	
N54	N54-N53	83	0.2158	0.1079
N55	N55-N53	14.3	0.0372	0.1463
	N55-N56	38.9	0.1011	
	N55-N57	59.33	0.1543	
N56	N56-N55	38.9	0.1011	0.0505
N57	N57-N55	59.33	0.1543	0.3235
	N57-N58	41.15	0.107	
	N57-N59	148.33	0.3857	
N58	N58-N57	41.15	0.107	0.054
N59	N59-N57	148.33	0.3857	0.1938
N60	N60-N52	30	0.078	0.4155
	N60-N61	74	0.1924	
	N60-N62	55.81	0.1451	
N61	N61-N60	74	0.1924	0.0962

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
N62	N62-N60	55.81	0.1451	0.3183
	N62-N63	126	0.3276	
	N62-N64	63	0.1638	
N63	N63-N62	126	0.3276	0.1638
N64	N64-N62	63	0.1638	0.2409
	N64-N65	48	0.1248	
	N64-N66	74.3	0.1932	
N65	N65-N64	48	0.1248	0.0624
N66	N66-N64	74.3	0.1932	0.2423
	N66-N72	31.79	0.0827	
	N66-N93	58.26	0.1515	
	N66-N67	22	0.0572	
N67	N67-N66	22	0.0572	0.4047
	N67-N68	266	0.6916	
	N67-N69	23.3	0.0606	
N68	N68-N67	266	0.6916	0.3458
N69	N69-N67	23.3	0.0606	0.4222
	N69-N70	62	0.1612	
	N69-N71	239.5	0.6227	
N70	N70-N69	62	0.1612	0.0806
N71	N71-N69	239.5	0.6227	0.3114
N72	N72-N66	31.79	0.0827	0.2365
	N72-N73	31.42	0.0817	
	N72-N82	118.74	0.3087	
N73	N73-N72	31.42	0.0817	0.2581
	N73-N74	85.4	0.222	
	N73-N77	81.74	0.2125	
N74	N74-N73	85.4	0.222	0.2472
	N74-N75	51.14	0.133	
	N74-N76	53.6	0.1394	
N75	N75-N74	51.14	0.133	0.0665
N76	N76-N74	53.6	0.1394	0.1394
N77	N77-N73	81.74	0.2125	0.3023
	N77-N78	75.75	0.197	
	N77-N79	75	0.195	
N78	N78-N77	75.75	0.197	0.0985
N79	N79-N77	75	0.195	0.2182
	N79-N80	38.5	0.1001	
	N79-N81	54.33	0.1413	
N80	N80-N79	38.5	0.1001	0.05
N81	N81-N79	54.33	0.1413	0.0707
N82	N82-N72	118.74	0.3087	0.2308
	N82-N83	43	0.1118	
	N82-N84	15.76	0.041	
N83	N83-N82	43	0.1118	0.0559

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
N84	N84-N82	15.76	0.041	0.1184
	N84-N88	32.17	0.0836	
	N84-N85	43.18	0.1123	
N85	N85-N84	43.18	0.1123	0.2161
	N85-N86	45	0.117	
	N85-N87	78	0.2028	
N86	N86-N85	45	0.117	0.0585
N87	N87-N85	78	0.2028	0.1014
N88	N88-N84	32.17	0.0836	0.2006
	N88-N89	88	0.2288	
	N88-N90	34.11	0.0887	
N89	N89-N88	88	0.2288	0.1144
N90	N90-N88	34.11	0.0887	0.4135
	N90-N91	93	0.2418	
	N90-N92	191	0.4966	
N91	N91-N90	93	0.2418	0.1209
N92	N92-N90	191	0.4966	0.2483
N93	N93-N66	58.26	0.1515	0.3766
	N93-N94	94	0.2444	
	N93-N95	137.37	0.3572	
N94	N94-N93	94	0.2444	0.1222
N95	N95-N93	137.37	0.3572	0.3684
	N95-N105	56	0.1456	
	N95-N96	90	0.234	
N96	N96-N95	90	0.234	0.2086
	N96-N97	38.5	0.1001	
	N96-N98	32	0.0832	
N97	N97-N96	38.5	0.1001	0.051
N98	N98-N96	32	0.0832	0.1618
	N98-N99	72	0.1872	
	N98-N100	20.5	0.0533	
N99	N99-N98	72	0.1872	0.0936
N100	N100-N98	20.5	0.0533	0.1807
	N100-N101	88	0.2288	
	N100-N104	30.5	0.0793	
N101	N101-N100	88	0.2288	0.327
	N101-N102	38.5	0.1001	
	N101-N103	125	0.325	
N102	N102-N101	38.5	0.1001	0.05
N103	N103-N101	125	0.325	0.1625
N104	N104-N100	30.5	0.0793	0.0396
N105	N105-N95	56	0.1456	0.3987
	N105-N106	70	0.182	
	N105-N107	123.5	0.3211	
	N105-108	57.2	0.1487	

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
N106	N106-N105	70	0.182	0.091
N107	N107-N105	123.5	0.3211	0.1605
N108	N108-N105	57.2	0.1487	0.2115
	N108-N109	68	0.2236	
	N108-N110	19.5	0.0507	
N109	N109-N108	68	0.2236	0.1118
N110	N110-N108	19.5	0.0507	0.1212
	N110-N111	46	0.1196	
	N110-N112	22	0.0572	
N111	N111-N110	46	0.1196	0.0598
N112	N112-N110	22	0.0572	0.2546
	N112-N116	125.35	0.3259	
	N112-N113	48.5	0.1261	
N113	N113-N112	48.5	0.1261	0.2158
	N113-N114	68	0.2236	
	N113-N115	31.5	0.0819	
N114	N114-N113	68	0.2236	0.1118
N115	N115-N113	31.5	0.0819	0.041
N116	N116-N112	125.35	0.3259	0.163

8. Modélisation du réseau [9]

Le réseau sera modélisé à l'aide du logiciel EPANET ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau est illimitée ;
- Il dispose des formules de Hazen-williams, Darcy-Weisbach et Chézy-Manning pour calculer les pertes de charge ;
- Il inclut les pertes de charge singulières ;
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variables, leur énergie consommée ainsi que leur coût ;
- Il peut modéliser différents types de vanne, clapet anti-retour, ... etc ;
- Le fonctionnement de la station de pompage peut être contrôlé par des commandes simples.

Les étapes à suivre pour modéliser sur EPANET sont :

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

Il faut que la vitesse soit comprise entre : $0.5 < V < 1.5$ m/s.

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

Au niveau des nœuds :

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

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)

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.

A l'aide du logiciel EPANET, nous obtenons les diamètres des tronçons de notre réseau de distribution, on distingue de grandes pressions dans certains nœuds.

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

Jour 1, 12:00 AM

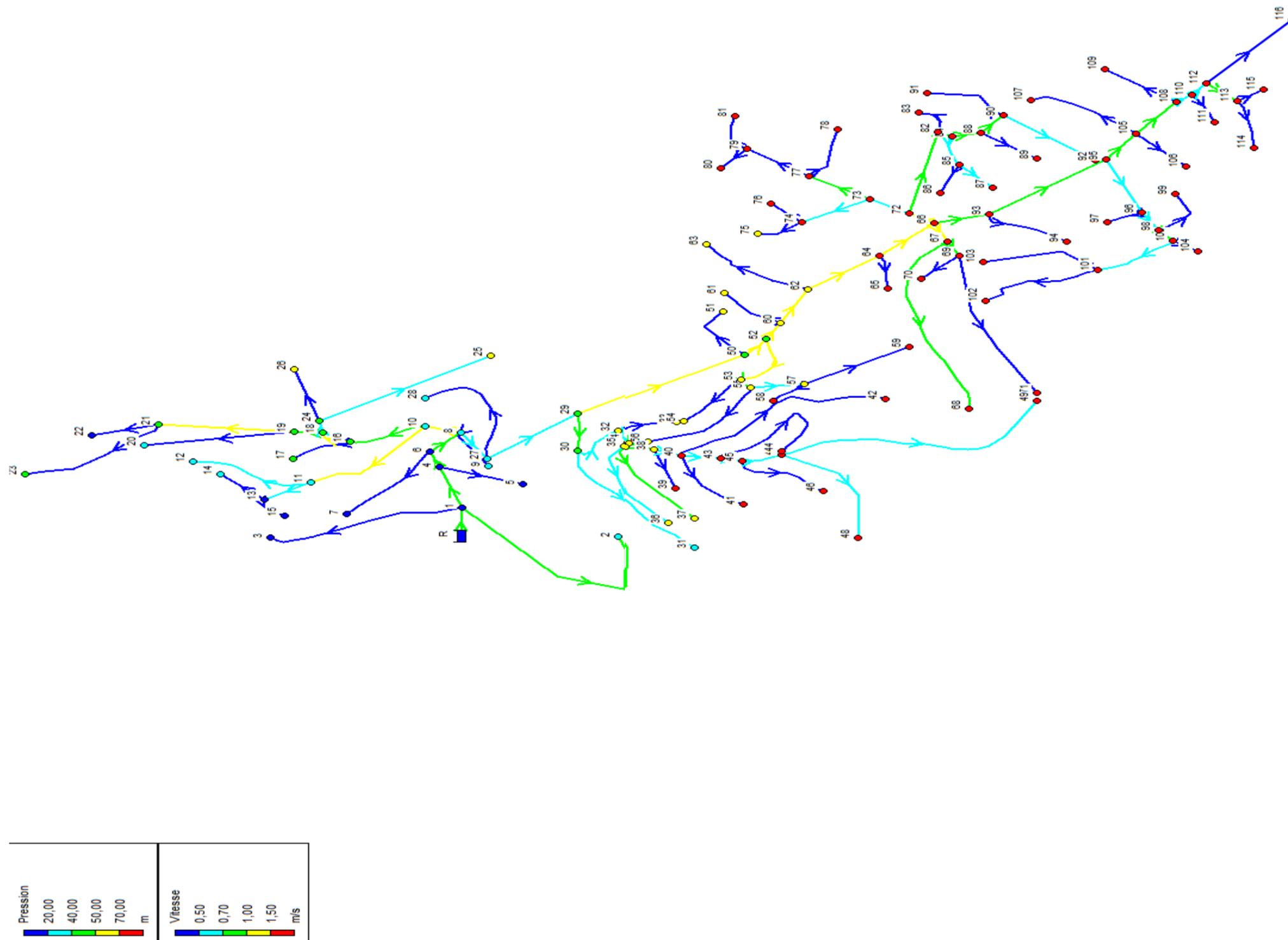


Figure VIII.14. Simulation du réseau de distribution TALA MERKHA

9. Matériel utilisé pour régulariser les pressions :

Tableau VIII.2. *Différent appareillage utilisé pour régulariser les pressions*

Réducteur de pression	Diamètre (mm)	Tronçon	Pression après VRP (m)
1	160	C38	49.10
1	200	C64	53.34
1	160	C95	48.40

Vu que certains nœuds dépassent les 7 bars, pour éviter un risque d'éclatement de conduites ou une panne du réducteur de pression, les conduites dans le tableau suivant seront projetées en **PN16** :

Tableau VIII.3. *Listes des conduites projetées en PN16*

Conduite	DN	Longueur ml
C78	PEHD DN50 PN16	75.75
C79	PEHD DN64 PN16	75
C80	PEHD DN50 PN16	38.5
C81	PEHD DN50 PN16	54.33
C83	PEHD DN50 PN16	43
C90	PEHD DN75 PN16	34.11
C91	PEHD DN50 PN16	92.92

Schéma de distribution de notre réseau en cas de pointe après installation des VRP :

Jour 1, 12:00 AM

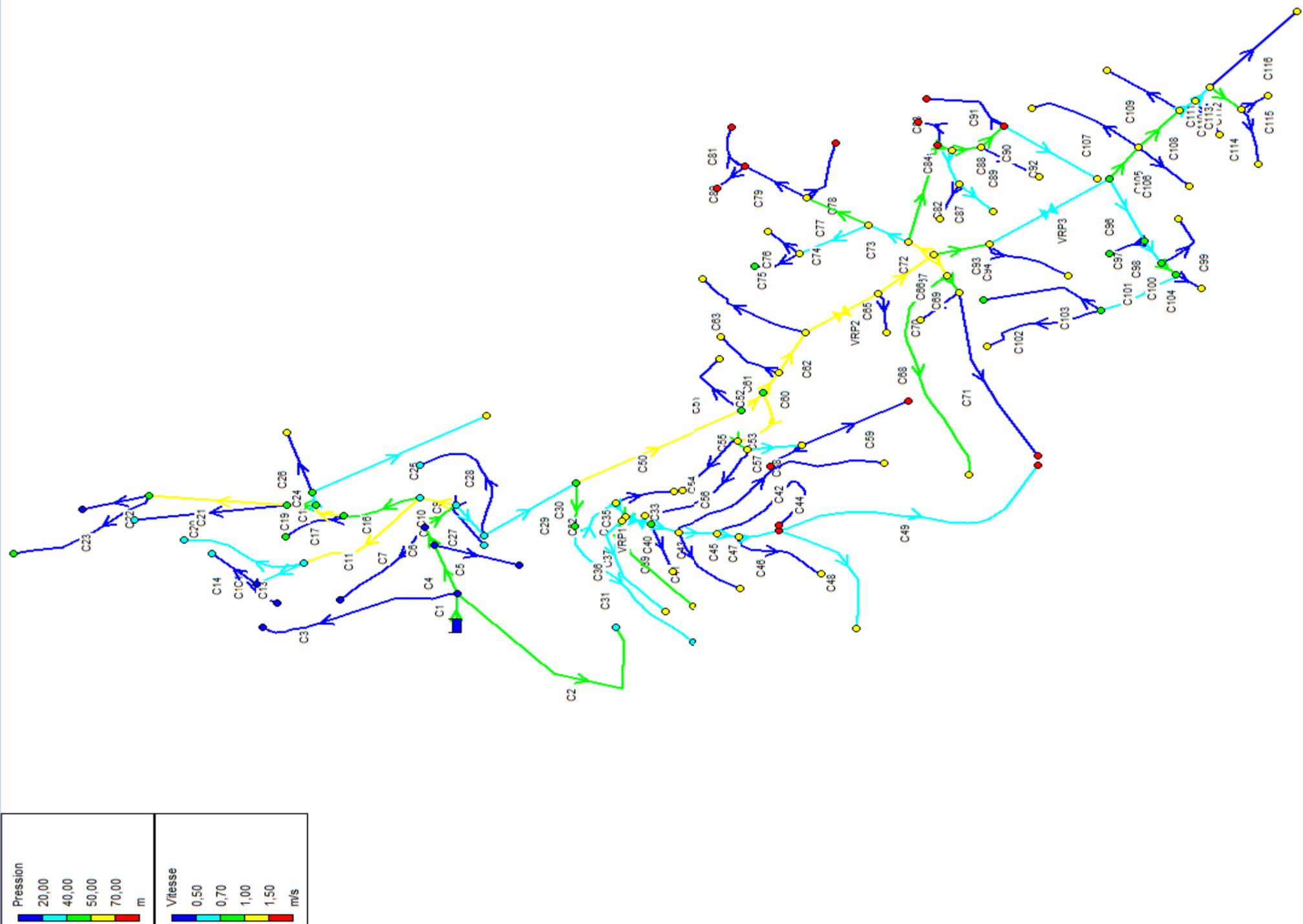


Figure VIII.15.Simulation du réseau après instllation de VRP

Les valeurs des diamètres, débits, les vitesses de chaque conduite du réseau de distribution sont données dans les tableaux suivants (annexe 4) :

Tableau VIII.4. Détermination des diamètres, vitesses et pertes de charges du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit(l/s)	Vitesse (m/s)
Conduite 1	14.84	400	-88.76	0.91
Conduite 2	283	50	1.18	0.77
Conduite 3	207.9	63	0.87	0.36
Conduite 4	61.89	400	-84.36	0.86
Conduite 5	59.65	50	0.22	0.14
Conduite 6	22.7	400	83.5	0.86
Conduite 7	122.4	50	0.51	0.34
Conduite 8	47.74	400	-81.42	0.83
Conduite 9	58.38	50	0.24	0.16
Conduite 10	44	160	15.69	1.00
Conduite 11	142.82	90	5.66	1.15
Conduite 12	61.20	50	1.02	0.67
Conduite 13	34.43	50	1.02	0.67
Conduite 14	57.43	50	0.24	0.16
Conduite 15	131	50	0.14	0.09
Conduite 16	82.52	125	8.49	0.89
Conduite 17	67.32	50	0.28	0.187
Conduite 18	34.43	110	7.47	1.01
Conduite 19	29.34	90	4.60	0.93
Conduite 20	165	50	0.69	0.45
Conduite 21	145.5	63	2.51	1.04
Conduite 22	69.8	50	-0.29	0.19
Conduite 23	159.33	50	0.66	0.43
Conduite 24	16.17	90	2.51	0.51
Conduite 25	218.85	50	0.91	0.60
Conduite 26	75.27	50	0.31	0.2
Conduite 27	47.20	400	-64.68	0.66
Conduite 28	156.64	50	0.65	0.43
Conduite 29	113.4	400	62.71	0.64
Conduite 30	50.16	200	-18.07	0.74
Conduite 31	187.68	50	0.78	0.51
Conduite 32	58.34	200	-16.06	0.66
Conduite 33	61.76	50	15.40	0.63
Conduite 34	19.17	200	0.08	0.05
Conduite 35	6.86	90	4.02	0.82
Conduite 36	222	50	0.92	0.61
Conduite 37	247.1	50	1.10	0.72
Conduite 38 VRP1	33.52	160	11.13	0.55
Conduite 39	189.1	50	0.79	0.52
Conduite 40	24.27	160	9.31	0.60
Conduite 41	115.1	50	0.5	0.33

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit(l/s)	Vitesse (m/s)
Conduite 42	243.75	63	1.01	0.42
Conduite 43	41.30	125	6.03	0.63
Conduite 45	22.22	110	-4.32	0.59
Conduite 46	101.33	50	0.42	0.28
Conduite 47	42.97	90	-3.2	0.65
Conduite 48	157	63	1.3	0.54
Conduite 49	300.97	63	-1.25	0.52
Conduite 50	484	250	-41.94	1.10
Conduite 51	87	50	0.36	0.24
Conduite 52	20	250	-39.12	1.03
Conduite 53	92	75	3.48	1.09
Conduite 54	83	50	0.34	0.24
Conduite 55	14.3	75	2.35	0.73
Conduite 56	38.9	50	0.05	0.03
Conduite 57	59.33	75	-1.83	0.76
Conduite 58	41.15	50	0.17	0.11
Conduite 59	148.33	50	0.62	0.41
Conduite 60	30	200	35.04	1.44
Conduite 61	74	50	0.31	0.20
Conduite 62	55.81	200	33.4	1.37
Conduite 63	126	50	0.52	0.34
Conduite 64 VRP2	63.07	200	31.86	1.01
Conduite 65	48	50	0.2	0.13
Conduite 66	74.3	200	30.88	1.27
Conduite 67	22	90	-5.02	1.02
Conduite 68	266	50	1.11	0.73
Conduite 69	23.5	75	2.61	0.82
Conduite 70	62	50	0.26	0.17
Conduite 71	239.5	63	1	0.41
Conduite 72	31.79	125	12	1.26
Conduite 73	31.42	110	4.62	0.63
Conduite 74	85.4	63	1.43	0.59
Conduite 75	51.14	50	0.19	0.13
Conduite 76	53.6	50	0.45	0.29
Conduite 77	81.74	75	2.37	0.74
Conduite 78	75.75	50	0.32	0.21
Conduite 79	75	63	1.09	0.45
Conduite 80	38.5	50	0.16	0.11
Conduite 81	54.33	50	0.23	0.15
Conduite 82	118.74	110	6.62	0.9
Conduite 83	43	50	0.18	0.12
Conduite 84	15.76	110	5.7	0.77
Conduite 85	43.18	75	1.81	0.57
Conduite 86	45	50	0.19	0.12

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit(l/s)	Vitesse (m/s)
Conduite 87	78	50	0.92	0.61
Conduite 88	32.17	75	3.51	1.10
Conduite 89	88	50	0.37	0.24
Conduite 90	34.11	75	2.51	0.78
Conduite 91	93	50	0.39	0.25
Conduite 92	191	50	0.80	0.52
Conduite 93	58.26	160	13.09	0.84
Conduite 94	94	63	0.39	0.16
Conduite 95 VRP3	137.74	160	11.49	0.57
Conduite 96	90	110	4.08	0.55
Conduite 97	38.5	50	0.16	0.11
Conduite 98	32	90	3.25	0.66
Conduite 99	72	50	0.3	0.20
Conduite 100	20.5	75	2.43	0.76
Conduite 101	88	75	1.73	0.54
Conduite 102	38.5	50	0.16	0.11
Conduite 103	125	50	0.52	0.34
Conduite 104	30.5	50	0.13	0.08
Conduite 105	56	110	6.23	0.85
Conduite 106	70	50	0.29	0.19
Conduite 107	123.5	50	0.52	0.34
Conduite 108	57.2	90	4.14	0.84
Conduite 109	68	50	0.36	0.24
Conduite 110	19.5	90	3.10	0.63
Conduite 111	46	50	0.19	0.13
Conduite 112	22	90	2.53	0.51
Conduite 113	48.5	50	1.19	0.78
Conduite 114	68	50	0.36	0.24
Conduite 115	31.5	50	0.13	0.09
Conduite 116	125.35	50	0.52	0.34

Les valeurs de demande aux nœuds, charge et les pressions de chaque nœud du réseau de distribution sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.5. *Les pressions et les charges au niveau des nœuds*

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N1	183.411	2.36	183.97	0.56
N2	154.217	1.18	179.36	25.14
N3	182.782	0.87	183.32	0.54
N4	166.145	0.60	183.88	17.73
N5	165.685	0.22	183.22	18.14
N6	164.049	1.6	183.84	19.79
N7	175.582	0.51	183.39	7.8

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N8	158.055	0.81	183.77	25.71
N9	151.355	0.24	183.71	32.36
N10	152.865	1.54	183.49	30.63
N11	152.499	3.62	181.19	28.69
N12	160.117	1.02	180.41	20.30
N13	162.567	0.64	181.75	18.18
N14	160.440	0.24	180.69	20.25
N15	169.501	0.14	180.90	11.19
N16	139.368	0.77	182.93	43.56
N17	140.767	0.28	182.84	24.08
N18	135.792	0.33	182.59	46.80
N19	134.135	1.41	182.24	48.10
N20	143.057	0.69	181.20	38.15
N21	132.758	1.56	179.20	46.44
N22	126.292	0.29	179.10	16.81
N23	136.935	0.66	178.21	41.28
N24	134.646	1.29	182.53	47.88
N25	124.611	0.91	180.27	55.66
N26	117.199	0.31	182.41	65.21
N27	151.662	1.31	183.72	32.06
N28	143.1	0.65	182.83	39.73
N29	141.947	2.7	183.62	41.67
N30	139.038	1.23	183.48	44.44
N31	150.158	0.78	182	31.85
N32	126.583	0.58	183.35	56.77
N33	120.937	0.08	183.34	62.41
N34	121.289	0.25	183.31	62.03
N35	122.397	2	183.25	60.85
N36	130.765	0.92	180.89	50.1
N37	110.876	1.10	179.96	69.10
N38	114.208	1.03	163.31	49.10
N39	95.354	0.79	161.80	66.45
N40	108.852	1.77	163.25	54.40
N41	105.780	0.5	162.84	57.06
N42	105.599	1.01	162.25	56.65
N43	101.333	1	163.10	61.77
N44	88.529	0.71	162.72	74.19
N45	96.030	0.70	163.02	66.99
N46	95.407	0.42	162.75	67.34
N47	89.390	0.65	162.77	73.38
N48	92.611	1.3	161.76	69.15
N49	84.423	1.25	160.96	76.54
N50	136.196	2.46	181.52	45.32
N51	130.884	0.36	181.34	50.46
N52	134.415	0.60	181.44	47.03

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N53	124.196	0.79	179.69	55.49
N54	127.306	0.34	179.53	52.22
N55	119.567	0.43	179.55	59.99
N56	117.558	0.05	179.54	61.99
N57	114.313	1.03	178.85	64.54
N58	107.645	0.17	178.83	71.18
N59	106.132	0.62	178.07	71.94
N60	130.543	1.33	181.16	50.62
N61	129.057	0.31	181.05	51.99
N62	121.875	1.02	180.67	58.79
N63	117.338	0.52	180.17	62.24
N64	107.324	0.77	160.67	53.34
N65	107.361	0.2	160.63	53.27
N66	103.938	0.78	160.12	56.19
N67	100.225	1.3	159.84	59.61
N68	103.414	1.11	155.93	52.51
N69	97.160	1.35	159.57	62.41
N70	99.028	0.26	159.50	60.47
N71	83.734	1	158.60	74.87
N72	100.108	0.76	159.72	59.61
N73	97.928	0.83	159.58	61.66
N74	101.104	0.79	158.93	57.83
N75	110.012	0.19	158.90	48.89
N76	104.200	0.45	158.78	54.58
N77	89.768	0.97	158.81	69.04
N78	85.083	0.32	158.68	73.60
N79	83.140	0.7	158.46	75.32
N80	86.761	0.16	158.34	71.68
N81	79.892	0.24	158.41	78.51
N82	88.001	0.74	158.76	70.76
N83	85.321	0.18	158.73	73.41
N84	90.766	0.38	158.66	67.89
N85	100.046	0.7	158.40	58.39
N86	100.951	0.19	158.39	57.42
N87	101.868	0.92	157.58	55.72
N88	90.299	0.64	158.04	67.74
N89	97.534	0.37	157.85	60.32
N90	85.731	1.32	157.68	71.94
N91	79.151	0.39	157.46	78.31
N92	91.335	0.80	156.12	64.79
N93	104.318	1.21	159.86	55.54
N94	100.842	0.39	159.79	58.94
N95	91.462	1.18	139.86	48.40
N96	94.060	0.67	139.55	45.49
N97	98.416	0.16	139.54	41.12
N98	92.977	0.52	139.37	46.69

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N99	86.228	0.3	139.26	53.03
N100	92.762	0.58	139.16	46.40
N101	93.100	1.05	138.68	45.58
N102	88.223	0.16	138.67	50.44
N103	95.211	0.52	138.20	42.99
N104	88.133	0.13	139.15	51.02
N105	85.995	1.28	139.45	53.46
N106	85.945	0.29	139.36	53.41
N107	82.585	0.52	138.98	56.39
N108	80.962	0.68	138.93	57.97
N109	79.419	0.36	138.79	59.37
N110	78.931	0.39	138.82	59.89
N111	79.090	0.19	138.79	59.70
N112	77.425	0.81	138.74	61.32
N113	76.443	0.70	131.93	61.49
N114	74.332	0.36	137.80	63.47
N115	75.246	0.13	137.92	62.68
N116	68.743	0.52	138.26	69.51

NB : nous tenons à signaler que la zone près du réservoirs composés des nœuds **N1, N2, N3, N4, N5, N6, N7, N8, N9, N27, N10, N11, N12, N13, N14, N15, N20, N22, N28** ont de faibles pressions. Cela est dû à leur cote de terrains qui est proche de celle du réservoir. Pour surmonter des dépressions, nous recommandons :

- Cette zone sera alimentée à partir du secteur OUSSAMA.

Ou bien :

- Installation de surpresseur au pied des immeubles.

10. Étude de la distribution en tenant compte le débit d'incendie

Sauf disposition contraire, on prévoit réglementairement que l'extinction d'un incendie moyen nécessite un débit de $60 \text{ m}^3/\text{h}$, soit 17 l/s pendant une durée de deux heures. C'est donc un volume de 120 m^3 , qui doit être constitué et réservé à l'extinction des incendies. Le débit prévu nécessite des bouches et tuyauteries d'un diamètre minimal égal à 100 mm .

Ce débit est ajouté au nœud N27 et au nœud N62. Ces débits sont ajoutés en cas où la consommation est maximale, c'est à dire à l'heure de pointe. Les résultats de ses calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.6. Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe + débit incendie

N de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q _r (l/s)	Q _i (l/s)	Q _n (l/s)
N27	N27-N8	45.20	0.1175	17	17.4098
	N27-N28	156.64	0.4073		
	N27-N29	113.4	0.2948		
N62	N62-N60	55.81	0.1451	17	17.3183
	N62-N63	126	0.3276		
	N62-N64	63	0.1638/		

– **Remarque :** après avoir ajouté le débit d’incendie (cas de pointe) dans les nœuds N27 et N62 nous avons obtenu respectivement des vitesses 1.55m/s et 2.13 dans les tronçons N29-N50 et N52-N60.

11. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons discuté les résultats des vitesses et pressions du réseau actuel de notre zone d’étude.

Au début, nous avons observé des suppressions et des dépressions au niveau de quelques nœuds et des vitesses faibles dans quelques conduites, pour cela nous avons diminué les diamètres de quelques tronçons et installé trois vannes de réduction de pression et utiliser des conduites en PEHD PN16 dans quelques tronçons.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans cette étude, on a tenté de résoudre la problématique d'eau potable dans la zone de TALA MERKHA commune de BEJAIA.

Premièrement nous avons analysé notre zone et diagnostiqué le réseau d'aep existant auquel on a relevé plusieurs anomalies.

Afin d'assurer le stockage en eau, nous avons vérifié la capacité du réservoir existant et nous avons trouvé que le volume de ce réservoir satisfait les besoins en eau pour le secteur TALA MERKHA, mais dans l'incapacité d'assurer le refoulement vers le secteur OUSSAMA et l'écoulement par gravitation pour le secteur TARGA OUZEMOUR, alors nous sommes dans l'obligation de renforcer ce dernier par un réservoir de 2000 m³ d'un diamètre de 25 m et d'une hauteur de 4 m et d'une superficie radier de 500 m².

Pour l'approvisionnement du réservoir TALA MERKHA, nous avons opté pour le remplacement de la conduite d'adduction en acier de 200 mm vu son état et le nombre de fuites qu'elle présente par une conduite en fonte ductile de 300 mm d'une longueur de 2158m.

Au cours de la vérification du phénomène coup de bélier, nous avons abouti à des résultats de suppressions et de dépressions qui ne présentent pas de risque pour la conduite.

Le choix des pompes au refoulement à l'aide du logiciel CAPRARI et en se basant sur le point de fonctionnement, ce dernier nous a fourni deux pompes monter en parallèle dont une qui de secours qui fonctionne 20/24h pour assurer un débit de 40.49 l/s.

Lors de la conception du réseau de distribution nous avons remplacé l'ancien réseau qui est en phase finale de détérioration par un réseau ramifié d'une longueur de 10210.08 ml comme mode de distribution avec des conduites PEHD PN10 et quelques conduites en PEHD PN16. Le réseau en question a été simulé par le logiciel EPANET, nous avons tenté d'avoir des vitesses d'écoulement entre 0.5 m/s et 1.5 m/s et une pression de service de 6 à 7 bar, alors nous avons installé trois vannes réductrices de pressions dans les zones à forte pression. Ensuite nous avons implanté deux bouches d'incendie.

Cette étude nous a permis de mettre en évaluation et en pratique toutes les connaissances requises durant notre cursus et nous avons constaté l'impact et l'importance du domaine hydraulique dans notre vie quotidienne.

Annexes

Heures	Nombre d'habitants				Agg.de type rural
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	
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 (1) : Répartition horaire du débit maximum journalier

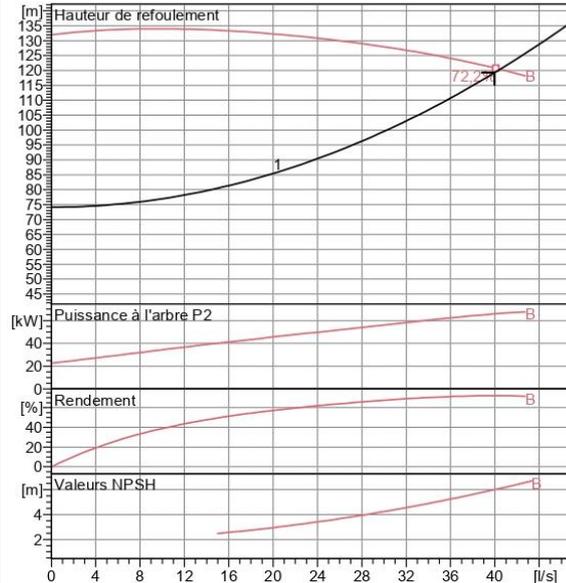
Heures	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation (Kmax.h)											
	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,70	1,80	1,90	2,00	2,50
0 - 1	3,50	3,35	3,20	3,00	2,50	2,00	1,50	1,00	0,90	0,85	0,75	0,60
1 - 2	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1,00	0,90	0,85	0,75	0,60
2 - 3	3,45	3,30	2,90	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 (2) : Tableau du régime de distribution du débit journalier.

MEC-A 004/80B	
Caractéristiques requises	
Débit	40 l/s
Hauteur de refoulement	119 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	40,5 l/s
Hauteur de refoulement	120 m
Puissance absorbée	66,2 kW
Rendement	72,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	132 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 tr/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.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	781 kg

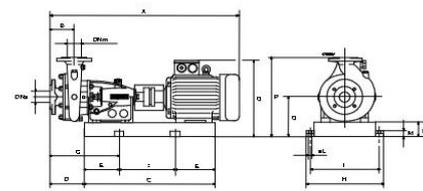
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte sphéroïdale
Arbre	Acier traité
Douille arbre	Acier cromé
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

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

- Dimensions mm**
- A = 1682
 - B = 155
 - C = 1299
 - D = 207
 - DNa = 100
 - DNm = 80
 - E = 200
 - F = 899
 - G = 407
 - H = 680
 - I = 630
 - L = 20
 - M = 42
 - N = 140
 - O = 420
 - P = 745
 - Q = 910



Notes:

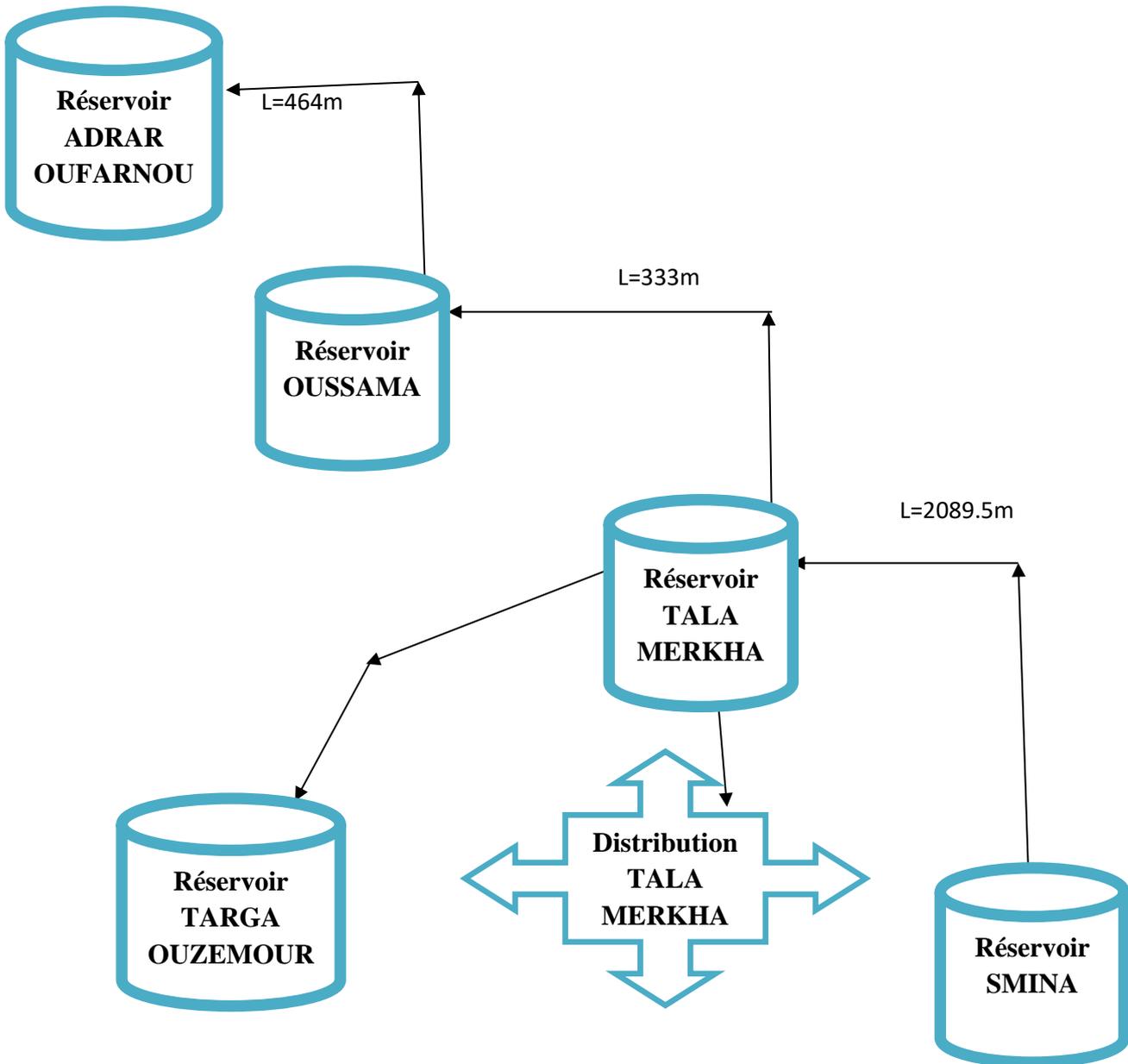
Date 25.06.2022	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

Annexe (3) : caractéristique de la pompe

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 (4) : Les Diamètres normalisés du PEHD



Annexes (5) : chaîne de refoulement du secteur TALA MERKHA

Bibliographie

- [1] Données recueillies auprès du Bureau des études **COBA** et **ADE PROJET**
- [2] site internet (www.infoclimat.fr)
- [3] site internet (www.topographic-map.com)
- [4] Direction Resource en Eau de la wilaya de Bejaia
- [5] Annuaire statistique DPAT de la wilaya de Bejaia
- [6] **DUPONT, A.** « Hydraulique urbaine. Tome II : Ouvrages de transport élévation et distribution des eaux ». Edition Eyrolles, 429 pages, Paris ,1979.
- [7] **BONNIN J.** : « Hydraulique urbaine ». Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolle, 216 pages, 1977.
- [8] **CARLIER, M.** : Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLES, 1980.
- [9] **LABORDE, J.P.** : "Eléments d'Hydraulique générale". Edition 2000
- [10] **BONIN J.** : Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions Eyrolles Paris 1982.
- [11] Mr : **BOUDOUDA, A** et **ZIMOUCHE, Y** RÉHABILITATION DU RÉSEAU D'AEP SECTEUR SMINA COMMUNE DE BÉJAIA
- [12] **HUGUES.G** : Adduction et distribution d'eau technique de l'ingénieur, Doc C5 195.
- [13] **CAPRARI** : catalogue de choix de pompe

Résumé

Résumé

Notre mémoire de fin d'étude consiste à englober tous les points qui touchent le plan spécifique de l'étude de réhabilitation du réseau d'A.E.P du secteur TALA MERKHA afin de répondre quantitativement aux besoins croissants de la population.

Après avoir estimé les besoins futurs en eau, nous avons procédé au dimensionnement du réservoir et les conduites de distribution. Finalement, nous avons dimensionné le réseau de distribution TALA MERKHA.

Summary

Our end-of-study dissertation consists of encompassing all the points that affect the specific plan of the rehabilitation study of the A.E.P network of the TALA MERKHA sector in order to respond quantitatively to the growing needs of the population.

After estimating the future water needs, we proceeded with the sizing of the reservoir and the distribution pipes.

Finally, we dimensioned the TALA MERKHA distribution network.

ملخص

تتكون أطروحة نهاية الدراسة الخاصة بنا من تضمين جميع النقاط التي تؤثر على الخطة المحددة لدراسة إعادة التأهيل لشبكة تزويد الماء الصالح للشرب لقطاع تالة مرخة من أجل الاستجابة الكمية للاحتياجات المتزايدة للسكان.

بعد تقدير الاحتياجات المائية المستقبلية، شرعنا في تحديد حجم الخزان وأنابيب التوزيع. أخيراً، قمنا بتحديد أبعاد شبكة توزيع تالة مرخة.