



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Mr : BOUDOUDA Amar

Mr : ZIMOUCHE Yacine

En vue de l'obtention du diplôme de **Masteren Hydraulique**

Option : **HYDRAULIQUE URBAINE**

INTITULÉ:

RÉHABILITATION DU RÉSEAU D'AEP SECTEUR SMINA COMMUNE DE BÉJAIA

Soutenu le **10/11/ 2021** Devant le jury composé de :

- Président : Mr NASRI K
- Promoteur (s) : Mr AMOURA Z et Mr BEDJOU A/H
- Examineur (s) : Mr KADJI B

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 **AMOURA Zouhir** 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.*

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.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I. Présentation de la zone d'étude	3
I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation de la région d'étude.....	3
I.2.1 Situation géographique.....	3
I.2.2 Situation climatique.....	4
I.2.3 Hydrographie.....	6
I.2.4 Situation hydraulique et ressources en eau.....	6
I.3. Conclusion	7
Chapitre II. Estimation des besoins	8
II.1. Introduction	8
II.2. Estimation de la population future.....	8
II.3. Estimation des besoins en eau	9
II.3.1 Consommation moyenne journalière	9
II.3.2 Besoins en eau par catégorie.....	9
II.3.3 Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj,j}$	11
II.3.4 Consommation maximal journalière $Q_{max,j}$	11
II.3.5 Variation de la consommation horaire	12
II.4. Conclusion	13
Chapitre III. Diagnostic physique	14
III.1. Introduction	14
III.2. Diagnostic des équipements	14
III.2.1 Station de reprise SMINA	14
III.2.2 Station de reprise TALA MERKHA	19
III.2.3 STATION DE REPRISE TALA MERKHA II (OUSSAMA).....	23
III.3. Recommandation.....	28
III.3.1 Recommandation pour la station de pompage de SMINA	28
III.3.2 Recommandation pour la station de pompage de TALA MERKHA I.....	28
III.3.3 Recommandation pour la station de pompage de TALA MERKHA II	29
III.4. Conclusion.....	29

Chapitre IV. Les réservoirs.....	30
IV.1. Introduction.....	30
IV.2. Classifications des réservoirs	30
IV.3. Rôles et fonctions des réservoirs.....	31
IV.3.1 Le rôle des réservoirs	31
IV.3.2 Les fonctions générales des réservoirs	31
IV.4. Emplacement des réservoirs.....	32
IV.5. Les équipements des réservoirs.....	32
IV.5.1 Conduite d'adduction	32
IV.5.2 Conduite de distribution	33
IV.5.3 Conduite du trop-plein.....	34
IV.5.4 Conduite de vidange	34
IV.5.5 Conduite BY-PASS	34
IV.5.6 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	35
IV.6. Capacités des réservoirs	35
IV.6.1 Volume total du réservoir.....	36
IV.6.2 Dimensionnement du réservoir projeté	36
IV.6.3 Diamètre du réservoir	36
IV.7. Dimensionnement des réservoirs	37
IV.7.1 Calcul de la capacité du réservoir SMINA.....	37
IV.7.2 Calcul de la capacité du réservoir TALA MERKHA.....	39
IV.7.3 Calcul de la capacité du réservoir OUSSAMA (TALA MERKHA II).....	40
IV.8. Conclusion	41
Chapitre V. Adduction	42
V.1. Introduction	42
V.2. Choix du tracé	42
V.3. Différent types d'adductions	42
V.4. Description du schéma d'adduction	43
V.5. Choix des matériaux de canalisation.....	43
V.5.1. Profil en long	44
V.6. Etude technico-économique des conduites.....	44
V.6.1. Calcul du diamètre économique	45

V.6.2. Calcul de la vitesse	45
V.6.3. Calcul des pertes de charge.....	45
V.6.4. Pertes de charge totale (H_t)	47
V.6.5. Hauteur manométrique totale.....	47
V.6.6. Puissance absorbée par la pompe.....	47
V.6.7. Energie consommée par la pompe	47
V.6.8. Frais d'exploitation.....	48
V.6.9. Frais d'amortissement	48
V.6.10. Calcul du bilan.....	48
V.7. Schéma directeur de l'adduction existante	49
V.8. Dimensionnement des différents tronçons d'adduction par refoulement	50
V.8.1. Tronçon SR SMINA - Réservoir TALA MARKHA.....	50
V.8.2. Tronçon station reprise de TALA MARKHA I – réservoir TALA MARKHA II (OUSSAMA).....	51
V.9. Equipement de l'adduction.....	53
V.9.1. Organes de sectionnement	53
V.9.2. Organes de protection	54
V.9.3. Purge	54
V.9.4. Les vidanges	55
V.9.5. Les butées	55
V.9.6. Clapet.....	56
V.10. Conclusion.....	56
Chapitre VI. Les pompes.....	57
VI.1. Introduction.....	57
VI.2. Choix du type de pompe	57
VI.3. Classification des pompes.....	58
VI.4. Caractéristiques hydrauliques des pompes.....	59
VI.4.1 Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	59
VI.4.2 Hauteur manométrique totale (H_{mt})	60
VI.4.3 Le débit (Q)	60
VI.4.4 La vitesse de rotation (N)	60
VI.4.5 La puissance	60
VI.4.6 Le rendement (η)	61

VI.4.7 Le point de fonctionnement d'une pompe.....	61
VI.5. Couplage des pompes.....	63
VI.5.1 Couplage en série	63
VI.5.2 Couplage en parallèle	64
VI.6. Etude de cavitation.....	64
VI.7. Choix du type de pompe pour différentes stations.....	66
VI.7.1 Station de reprise SR SMINA	66
VI.7.2 Type de pompe pour la station de reprise TALA MARKHA	70
VI.8. Conclusion	74
Chapitre VII. Distribution	75
VII.1. Introduction.....	75
VII.2. Type de réseau de distribution.....	75
VII.2.1. Réseau ramifié.....	75
VII.2.2. Réseau maillé	75
VII.2.3. Réseau étagé.....	76
VII.2.4. Réseau combiné	76
VII.3. Choix du tracé.....	76
VII.4. Choix de type de matériaux	77
VII.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution	77
VII.5.1. Débit de pointe	77
VII.5.2. Débit spécifique	79
VII.5.3. Débit de route.....	79
VII.5.4. Débit au nœud	80
VII.6. Modélisation du réseau par logiciel EPANET.....	83
VII.6.1. Les étapes d'utilisation d'EPANET.....	83
VII.6.2. Modélisation du réseau	84
VII.7. Résultats après la simulation par logiciel EPANET	84
VII.8. Conclusion.....	89
Conclusion générale.....	90

List des figures

Chapitre I

Figure I-1. Wilayas limitrophes de la wilaya de Bejaia.....	3
Figure I-2. Précipitations en 2020 à Bejaia.....	5
Figure I-3. Températures en 2020 à Bejaia.....	6
Figure I-4. Barrage de Tichy-Haf.	6

Chapitre III

Figure III-1. Vue entrée extérieure de la station de pompage SMINA	15
Figure III-2. Le poste transformateur sur poteau.....	16
Figure III-3. Vue Intérieure : La station dispose d'un espace appréciable qui nécessite un aménagement.	17
Figure III-4. Risque d'éclaboussure du GEP par la vidange du refoulement.....	17
Figure III-5. Vue extérieure de la chambre de vannes du réservoir 1000 m ³	18
Figure III-6. Vue intérieure de la chambre de vannes.	19
Figure III-7. Vue d'ensemble de la station : Entrée à l'état de piste, gravats aux alentours de l'ouvrage Clôture en grillage de faible hauteur.	20
Figure III-8. Le poste transformateur.	20
Figure III-9. Salle des pompes assez bon.	21
Figure III-10. Equipements Electro et Hydromécaniques en bon état.	22
Figure III-11. Coffrets de commande en bon état.	22
Figure III-12. Chambre de vannes.....	23
Figure III-13. Vue générale de l'extérieur.....	24
Figure III-14. Vue d'ensemble de la salle des pompes.	25
Figure III-15. Sachet en plastique pour éviter les éclaboussures dues aux fuites importantes du GEP	26
Figure III-16. Coffrets de commande.....	26
Figure III-17. Chambre de vannes : sans peinture et sans porte d'entrée.....	27
Figure III-18. Equipements hydromécaniques de la chambre de vannes.....	27

Chapitre IV

Figure IV-1. Illustration de la variété des réservoirs surélevés en termes de forme, taille et hauteur.....	31
Figure IV-2. Conduite d'adduction.....	33
Figure IV-3. Conduite de distribution.....	33
Figure IV-4. Matérialisation de la réserve d'incendie.	34

Chapitre V

Figure V-1. Profil d'une adduction par pompage	43
Figure V-2. Schéma d'adduction de la ville de TALA MARKHA	49
Figure V-3. Robinet vanne à opercule.	53
Figure V-4. Robinet vanne à papillon.	54
Figure V-5. Ventouse	55
Figure V-6. Butée.....	55
Figure V-7. Clapet anti retour.	56

Chapitre VI

Figure VI-1. Pompe centrifuge à axe horizontale avec vannes d'isolement.	57
Figure VI-2. Classification des pompes.....	58
Figure VI-3. Courbe caractéristique hauteur en fonction du débit	59
Figure VI-4. Courbes caractéristiques : rendement et puissance en fonction de débit	59
Figure VI-5. Courbes caractéristiques de NPSH en fonction de débit	60
Figure VI-6. Schémas d'un couplage des deux pompes en série.....	63
Figure VI-7. Schémas d'un couplage des deux pompes en parallèle.	64
Figure VI-8. Photo illustrant le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuges.	65
Figure VI-9. Courbe caractéristique de la pompe de la station SR SMINA (MEC-AZ 3/80B). 67	
Figure VI-10. Courbe caractéristique de la pompe SR TALA MARKHA (PM 100/8A)	70

Chapitre VII

Figure VII-1. Réseau ramifié.....	75
Figure VII-2. Un réseau maillé (Dupont, 1979).	76
Figure VII-3. Schéma du réseau après la simulation.....	85

List des tableaux

Chapitre I

Tableau I-1. Répartition mensuelle des précipitations (Source : www.infoclimat.fr)	4
Tableau I-2. Répartition mensuelle de la température (Source : www.infoclimat.fr)	5

Chapitre II

Tableau II-1. Population actuelle de la zone de l'étude [3].....	8
Tableau II-2. Estimation de la population à l'horizon futur (2051).	9
Tableau II-3. Besoins domestiques en eau de la zone d'étude.....	9
Tableau II-4. Calcul des Besoins des équipements [4].	10
Tableau II-5. Estimation des différents besoins pour l'horizon futur (2051).....	11
Tableau II-6. La consommation moyenne journalière majorée.....	11
Tableau II-7. Consommation maximal journalière	12
Tableau II-8. Variation des valeurs de β_{max} en fonction de nombre d'habitant.	12
Tableau II-9. Représentation des valeurs de β_{max} , $K_{max.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l'horizon actuel (2021).....	13
Tableau II-10. Représentation des valeurs de β_{max} , $K_{max.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l'horizon futur (2051).....	13

Chapitre IV

Tableau IV-1. Dimensionnement du réservoir SMINA.	37
Tableau IV-2. Détermination de la capacité de stockage du réservoir TALA MERKHA	39
Tableau IV-3. Détermination de la capacité de stockage du réservoir OUSSAMA.....	40

Chapitre V

Tableau V-1. Les périodes tarifaires en Algérie	48
Tableau V-2. Calcul de la Hmt du tronçon SRS-RTM.....	50
Tableau V-3. Calcul des frais d'exploitation du tronçon SRS-RTM.....	51
Tableau V-4. Calcul des frais d'amortissement du tronçon SRS-RTM.....	51
Tableau V-5. Calcul du bilan du tronçon SRS-RTM.....	51
Tableau V-6. Calcul de la Hmt du tronçon SRTM-RTM2	52
Tableau V-7. Calcul des frais d'exploitation du tronçon SRTM-RTM2	52
Tableau V-8. Calcul des frais d'amortissement du tronçon SRTM-RTM2.....	53
Tableau V-9. Calcul du bilan du tronçon SRTM-RTM2	53

Chapitre VI

Tableau VI-1. Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	66
---	----

Chapitre VII

Tableau VII-1. Représentation des valeurs de β max.....	78
Tableau VII-2. Coefficients de variation horaire	78
Tableau VII-3. Débits aux nœuds du secteur SMINA	80
Tableau VII-4. Etat des conduites.	86

List des symboles

A : Amortissement annuel.

AEP : Alimentation En Eau Potable.

APC : Assemblée Populaire Communale.

α : Célérité de l'onde (m/s).

B : Valeur du coup de bélier (m).

BL : Bilan (DA).

°C : Degré Celsius.

C_p: Côte de l'axe de la pompe (m).

CP_{amont} : Côte piézométrique du noeud amont (m).

CP_{aval}: Côte piézométrique du noeud aval (m).

CR : Cote Radier (m).

CS : Coefficient de Sécurité (%).

CT_{Naval} : Côte du terrain naturel du noeud aval (m).

CTP : Cote Trop Plein (m).

CW 03 : Chemin Wilaya numéro 03.

D : Diamètre de la conduite en (m).

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

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

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

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

DN : Diamètre Normalisé (m).

D_r : Diamètre du réservoir (m).

D1 : Diamètre donné par Bonnin (m).

D2 : Diamètre donné par Bress (m).

E : Energie consommée par la pompe (Kwh/an).

EN : Européen Normalisation.

e : Epaisseur de la conduite (mm).

eu : Le prix unitaire du Kwh en (DA).

Fam : Frais d'amortissement (DA).

Fexp : Frais d'exploitation (DA).

F1 : Forage numéro1.

g : Accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).

H : Hauteur manométrique au point désiré (m).

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

Ha : Hauteur d'aspiration en (m).

Hd : Valeur minimale de la pression-dépression (m).

Hg : Hauteur géométrique (m).

Hmt : Hauteur manométrique totale (m).

Hr : Hauteur du réservoir (m).

Hs : Valeur maximale de la pression-surpression (m).

H0 : Pression absolue de la conduite (m).

H1 : Hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (m).

h : Perte de charge engendrée par le vannage (m).

i : Taux d'annuité, 8% en Algérie.

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

K : Rugosité absolue de la conduite.

Kc : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

Kmax.h : Coefficient de variation maximale horaire.

Kmax.j : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

Kmin.h : Coefficient de variation minimale horaire.

Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimal.

L : Longueur de la conduite en (m).

L_{ij} : Longueur du tronçon (i - j) en (m).

M.T.I : Makouda-Tigzirth-Iflissen.

m : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien.

m': Coefficient de rognage.

N : Vitesse de rotation (tr/min).

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

Ni : Nombre d'habitants.

NPSHd : Charge nette disponible à l'aspiration (m).

NPSHr : Charge nette requise à l'aspiration de la pompe pour un fonctionnement sans cavitation donnée par le constructeur (m).

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

ni : Nombre d'année d'amortissement ($n_i = 30$ ans).

ONS : Office National de la Santé.

P : Précipitation.

Pa : Puissance absorbée par la pompe (KW).

P'a: Nouvelle puissance absorbée par la pompe(KW).

Patm : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10.33 m.

Paval : Pression au sol du noeud aval (m).

Pg : Plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).

Pmax(%) : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

Pn : Population prévisionnelle à l'horizon 2050.

Pu : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).

Po : Population de l'année de référence 2020.

P0: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration (m).

PDAU : Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.

PE : Polyéthylène.

PEHD : Polyéthylène Haute Densité.

PMA : Pression Maximale Admissible.

PN : Pression Nominale.

PNS : Pression Nominale de Service.

PVC: Poly Chlorure de Vinyle.

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

Qc : La somme des débits localisés au noeud considéré (l/s).

Q_{dom,actuel} : Besoins domestiques en 2020 (m^3/j).

Q_{dom,futur} : Besoins domestiques en 2050 (m^3/j).

Q_{équip,actuel} : Besoins d'équipements en 2020 (m^3/j).

Q_{équip,futur} : Besoins d'équipements en 2050 (m^3/j).

Qf2 : Débit du forage numéro 2.

Q_{majoré,j} : Débit majoré journalier (m^3/j).

Q_{max,h} : Débit maximum horaire (m^3/h). **Q_{max,j}** : Débit maximum journalier (m^3/j).

Q_{min,h} : Débit minimum horaire (m^3/h).

Q_{min,j} : Débit minimum journalier (m^3/j).

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

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

Qn : Débit au noeud (l/s).

Qp : Débit de pointe (m^3/h).

Qr : Débit de route (l/s).

Qs : Débit spécifique ($l/s.m$).

Q1 : Débit correspondant au point de fonctionnement (m^3/s).

q : Dotation moyenne journalière ($l/j/hab$).

R : Réservoir.

Re : Nombre de Reynolds.

R+max : Résidu maximum positif.

R- min : Résidu maximum négatif.

RGPH : Recensement Globale de la Population et de l'Habitat.

RN 71 : Route Nationale numéro 71.

RN72 : Route Nationale numéro 72.

r : Coefficient de rognage.

SR : Station de reprise.

Sr: Surface du réservoir (m^2).

T : Taux d'accroissement de la population ($T=1.15 \%$).

T' : Temps d'arrêt de pompage (h).

Tf : Temps de fermeture de la vanne (s).

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

T° : Température de l'eau en degré.

T°moy : Température moyenne.

tp : Temps de pompage par jour ($tp=20h$).

t'p : Nouveau temps de pompage (h).

U.A.1 : Unité d'Aménagement numéro 1.

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

Ve : Volume d'eau entrant dans le réservoir (m^3).

Vinc : Volume d'incendie ($Vinc = 120 m^3$).

Vmax : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.

Vmin : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.

Vn : Volume normalisé du réservoir (m^3).

Vr : Volume de régularisation du réservoir (m^3).

VSR : Volume de la bache à eau de la station de reprise (m^3).

VSRn : Volume normalisé de la bache à eau de la station de reprise (m^3).

VT : Volume total du réservoir en (m^3).

V0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s).

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

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

β_{max} : Coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant.

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

θ : Angle de la vanne.

η : Rendement de la station de reprise (%). **ν** : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne.

δ : Altitude du plan d'aspiration en (m).

ρ : La masse volumique (Kg/m^3).

θ : Angle de la vanne.

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

ΔH_v : Pertes de charge créées par la vanne (m).

ΔH_L : Pertes de charge linéaires (m).

ΔH_S : Pertes de charge singulières (m).

Introduction

générale

Introduction générale

Depuis l'apparition des premiers hommes sur terre, l'eau a toujours été indispensable à leurs vies et à leur développement.

Vu l'importance de cette ressource, l'homme s'est investi pour assurer sa disponibilité près de lui à tout moment et en quantité suffisante.

En Algérie, les réseaux d'eau potable constituent le noyau de l'infrastructure urbaine visant à desservir en continu la population en eau potable. Beaucoup de problèmes sont rencontrés dans leur exploitation ainsi que leur gestion. Ces problèmes sont souvent liés à l'âge des conduites, la nature des terrains, aux conditions d'exploitation..., L'exploitant du réseau doit donc veiller au bon fonctionnement de son réseau (réparation, réhabilitation), pour cela, des outils tels que les modèles hydrauliques sont bien nécessaires.

Le réseau de la ville de Bejaia (SMINA) présente un problème de manque d'eau potable qui est dû essentiellement à :

- Une conception qui ne répond plus aux besoins en eau des habitants.
- La vétusté et la corrosion avancée de certains tronçons des conduites.
- Le volume d'eau qui arrive aux consommateurs est loin des besoins existants, à cause des pertes de charges, des fuites et du manque d'entretien au niveau des stations de pompage.

Notre travail consiste donc à faire une étude de réhabilitation du réseau SMINA de la ville de Bejaia, visant à améliorer son fonctionnement et à assurer une meilleure satisfaction en eau potable de la zone d'étude.

Les deux premiers chapitres seront consacrés sur la présentation du site et estimation des besoins actuels (2021) et à l'horizon (2051) pour le secteur SMINA ville de Bejaia.

Ensuite, nous passerons au chapitre trois qui constitue un diagnostic physique du réseau de la ville objet de notre étude.

Ainsi dans le quatrième chapitre nous dimensionnerons les réservoirs et comparer leur capacité avec celle des réservoirs existants et de projeter si nécessaire d'autres réservoirs pour une meilleure satisfaction.

Puis, nous entamerons le cinquième chapitre qui est consacré au dimensionnement des conduites d'adduction de l'acheminement de l'eau depuis la source jusqu'aux différents points de stockage.

Le sixième chapitre portera sur le choix des pompes à partir du catalogue numérique CAPRARI.

Le dernier chapitre portera sur un cas de distribution en eau potable pour le secteur SMINA en utilisant logiciel EPANET.

Finalement, on terminera par une conclusion générale.

Chapitre I

(Présentation de la zone d'étude)

I.1. Introduction

Chaque région ou même chaque localité possède ses propres caractéristiques géographiques, topographiques, climatiques et démographiques... et qui influencent directement la nature et la quantité des besoins en eau à satisfaire.

Dans ce chapitre, nous allons présenter la zone d'étude la ville de Bejaia (SMINA) aussi une étude détaillée sur son réseau d'AEP.

I.2. Présentation de la région d'étude

I.2.1 Situation géographique

La ville de Bejaia se trouve au bord de la Méditerranée, **231 km** à l'est d'Alger, **109 km** au nord de Sétif et **133 km** à l'est de Tizi-Ouzou. Elle se situe dans la vallée de l'oued Soummam, sur le carrefour des routes nationales **RN 9**, **RN 12** et **RN 24**.

La ville de Bejaia est l'une des villes les plus anciennes de l'Algérie et de l'Afrique du Nord. Elle est délimitée :

- À l'ouest par les wilayas de Tizi-Ouzou et Bouira.
- Au sud par les wilayas de Bouira et Bordj-Bou-Argeridj.
- À l'est par les wilayas de Sétif et Jijel.
- Au nord par la mer Méditerranée.

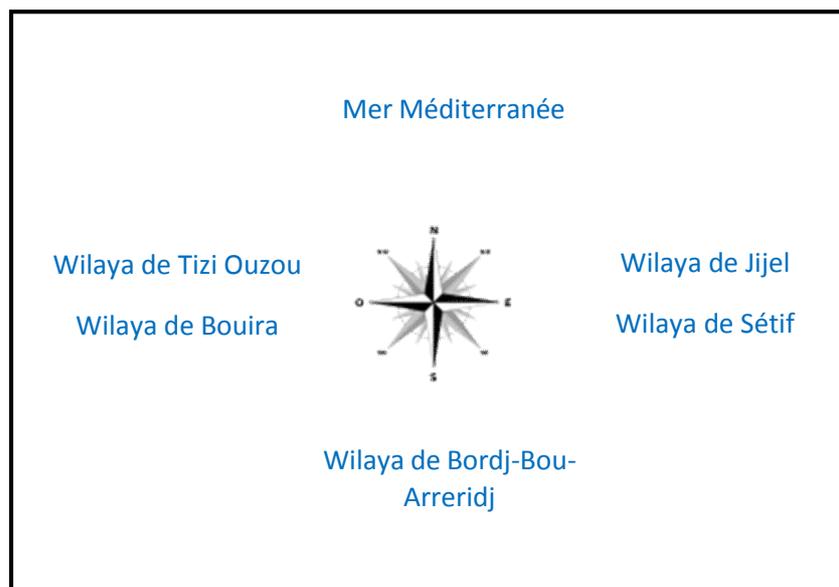


Figure I-1. Wilayas limitrophes de la wilaya de Bejaia.

I.2.2 Situation climatique

SMINA a les caractéristiques générales du climat méditerranéen. Ainsi, l'année se divise, généralement, en deux grandes saisons, un hiver doux et pluvieux et long été chaud, lourd, dégagé et sec. Ce climat est conditionné par sa situation géographique et la nature du relief dominant.

Les précipitations annuelles moyennes sont des plus élevées de l'Algérie (entre **600** à **800mm**) mais sont irrégulières.

Les températures moyennes varient entre **5** et **40 °C**, leurs fluctuations dépendent de la morphologie des terrains.

Les températures minimales varient entre **3** et **12 °C** au mois de Janvier, tandis que les températures maximales dépassent **35°C** au mois d'Août.

I.2.2.1 Précipitation

Les Précipitations de l'année 2020 qui concerne notre zone d'étude se résume dans le tableau suivant :

Tableau I-1. Répartition mensuelle des précipitations (Source : www.infoclimat.fr).

	janv. 2020	fev. 2020	mar. 2020	avr. 2020	mai. 2020	jui. 2020	juil. 2020	août. 2020	sept. 2020	oct. 2020	nov. 2020	dec. 2020	Année complète
Cumul Précips	39,2	0,0	145,8	42,4	1,4	17,0	13,0	5,8	64,2	88,2	134,4	90,4	641,8
Max en 24h de précips	17,0 le 9	/	56,0 le 21	12,0 le 19	1,0 le 9	7,0 le 8	13,0 le 14	5,0 le 30	22,0 le 9	81,0 le 11	36,0 le 28	31,0 le 2	81,0 le 11 oct.
Max en 5j de précips	37,0	/	89,4	22,0	1,0	12,0	13,0	5,1	48,2	82,2	64,6	34,6	89,4 mars
Moyenne ≥ 1 de précips	6,5	/	13,2	4,6	1,0	4,3	13,0	5,0	9,0	29,0	19,0	8,1	10,2

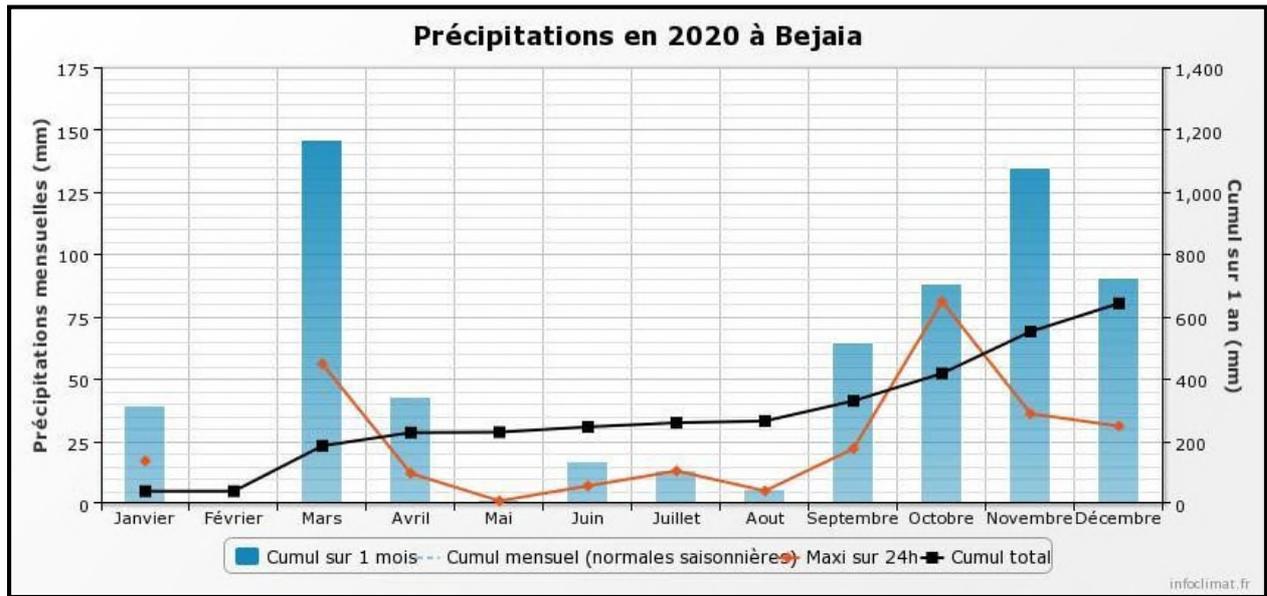


Figure I-2. Précipitations en 2020 à Bejaia.

I.2.2.2 Température

La variation mensuelle de la température de la région étudiée de l'année 2019 est représentés dans le tableau suivant :

Tableau I-2. Répartition mensuelle de la température (Source : www.infoclimat.fr).

	janv. 2020	fev. 2020	mar. 2020	avr. 2020	mai 2020	juin. 2020	juil. 2020	août. 2020	sept. 2020	oct. 2020	nov. 2020	dec. 2020	Année complète
Tempé. maxi extrême	21,9 le 22	26,7 le 29	26,3 le 13	25,5 le 21	29,5 le 5	34,0 le 4	40,8 le 31	39,6 le 29	33,9 le 19	33,9 le 2	29,4 le 6	21,4 le 15	40,8 le 31 juil.
Tempé. maxi moyennes	16,8	19,5	19,4	20,9	24,6	27,2	29,6	30,6	27,9	24,9	21,5	18,2	23,4
Tempé. moy moyennes	11,8	14,0	14,5	16,3	19,7	21,7	25,1	26,0	23,1	19,4	16,9	13,4	18,5
Tempé. mini moyennes	6,7	8,4	9,6	11,8	14,7	16,3	20,6	21,3	18,3	13,9	12,4	8,5	13,5
Tempé. mini extrême	4,0 le 2	4,6 le 20	4,4 le 8	6,4 le 5	11,7 le 1	12,9 le 10	17,0 le 6	18,0 le 7	13,0 le 28	10,2 le 18	8,2 le 25	5,2 le 31	4,0 le 2 janv.
Tempé. maxi minimale	12,3 le 12	16,6 le 5	14,3 le 25	17,8 le 5	20,8 le 10	24,3 le 10	27,0 le 17	26,2 le 31	24,9 le 26	20,3 le 12	14,7 le 28	12,6 le 26	12,3 le 12 janv.
Tempé. mini maximale	9,5 le 23	14,0 le 19	14,3 le 4	16,5 le 19	19,1 le 9	21,6 le 27	24,6 le 12	24,8 le 12	22,3 le 19	20,1 le 22	16,0 le 7	11,8 le 20	24,8 le 12 août.

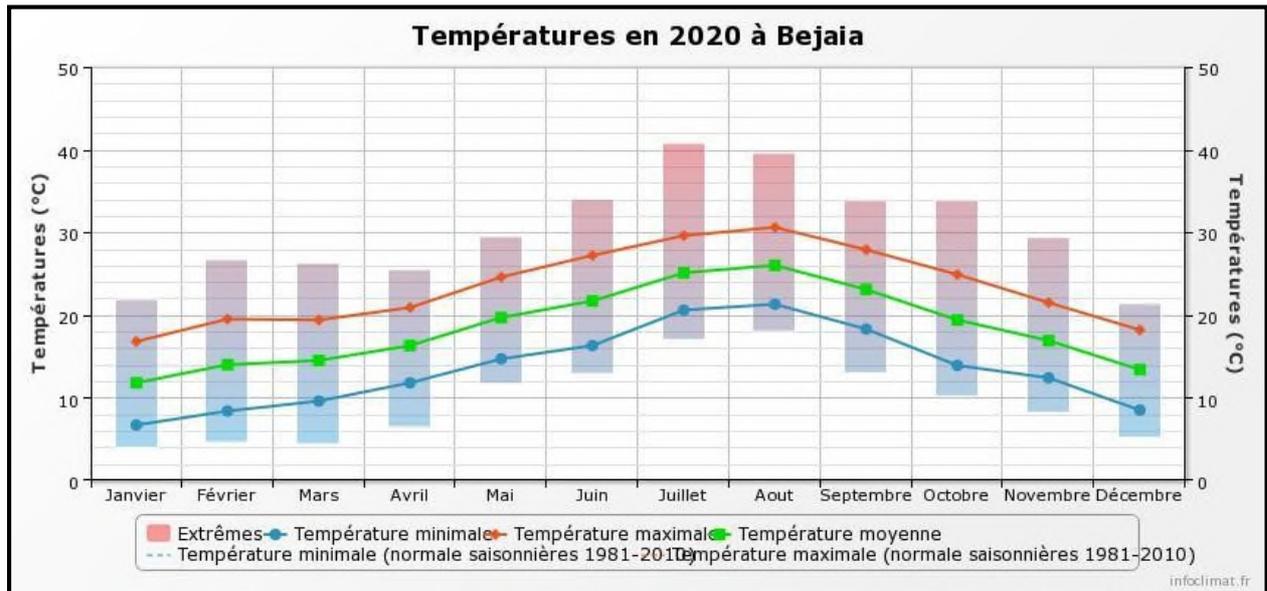


Figure I-3. Températures en 2020 à Bejaia.

I.2.3 Hydrographie

Faisant partie d'une région côtière assez arrosée, la wilaya de Bejaïa est traversée par plusieurs fleuves drainant les eaux superficielles de ruissellement vers la mer, les fleuves les plus importants sont :

- l'Oued Soummam : 90 km
- l'Oued Agrioun : 80 km
- l'Oued Djemaa : 46 km
- l'Oued Dass : 30 km

I.2.4 Situation hydraulique et ressources en eau

SMINA est alimentée à partir du barrage de Tichy-Haf localité AKBOU.

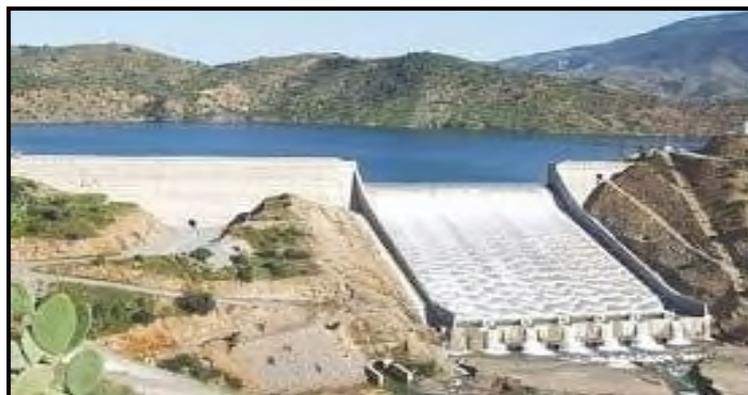


Figure I-4. Barrage de Tichy-Haf.

1.2.4.1 Localisation du barrage

Le barrage de Tichy-Haf est un barrage poids-voûte algérien situé dans le village de «*Mahfouda*» commune de «*Bouhamza*» dans la wilaya de Bejaïa dans la région de Kabylie en Algérie.

Mis en service en 2009, le barrage de Tichy-Haf produit **47 millions de mètres cubes** par an destinés à l'alimentation en eau potable du couloir Akbou-Béjaïa et **43 millions de mètres cubes** par an pour l'irrigation. Il est composé essentiellement de quatre ouvrages, à savoir un barrage-voûte de **90 mètres** de hauteur et d'une capacité de **80 millions de mètres cubes** ; une station de traitement d'une capacité de **120 000 mètres cubes par jour** ; une conduite d'eau traitée en B.P.A.T d'une longueur de **70 km** et des réservoirs de stockage d'une capacité totale de **42 000 m³** [4].

1.2.4.2 Caractéristiques générales du barrage

- Type : barrage poids-voûte
- Volume : 80 millions de m³
- Longueur : 2 Km
- Superficie : 500 ha
- Hauteur (lit de rivière) : 90m

I.3. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront comme données de base pour entamer notre étude du projet.

Chapitre II

(Estimation des besoins)

II.1. Introduction

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

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

II.2. Estimation de la population future

L'estimation de la population se fait pour l'**horizon 2051**, le calcul est établi à l'aide de la formule suivante :

$$P_n = P_o \times (1 + Ta)^n \quad (2.1)$$

Avec :

- **P_n** : la population à l'horizon d'étude ;
- **P_o** : la population de l'année de référence ;
- **Ta** : taux d'accroissement annuel de la population en % pris égal à 2 [3] ;
- **n** : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Les horizons de calcul considérés sont :

Tableau II-1. Population actuelle de la zone de l'étude [3].

Secteur	Population 2018	Taux d'accroissement
SMINA	9213	2 %

➤ **Actuel : 2021**

$$P_{2021} = P_{2018} (1 + 0.02)^3 = 9777 \text{ habitants.}$$

➤ **Long terme : 2051 (Horizon projet de 30 ans)**

$$P_{2051} = P_{2021} (1 + 0.02)^{30} = 17710 \text{ habitants.}$$

La répartition et l'évolution démographique pour l'horizon 2051 sont représentées dans le **tableau (II-2)** ci-dessous :

Tableau II-2. Estimation de la population à l'horizon futur (2051).

Secteur	Nombre d'habitants		
	2018	2021	2051
SMINA	9213	9777	17710

II.3. Estimation des besoins en eau

II.3.1 Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est désignée par Q_{moyj} et calculé par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{(N \times D)}{1000} (m^3/j) \quad (2.2)$$

Avec :

- Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- N : nombre de consommateurs ;
- D : dotation moyenne en $l/j/cons.$

II.3.2 Besoins en eau par catégorie

II.3.2.1 Besoins domestique

S'agissant de réseaux importants et complexes, nous allons établir les prévisions pour les **30 années** prochaines. Les besoins seront localisés géographiquement et ils seront exprimés en besoin à la production, c'est-à-dire tenir compte du comptage des compteurs des abonnés et des pertes en réseau.

Tableau II-3. Besoins domestiques en eau de la zone d'étude.

Secteur	Nombres d'habitants		Besoins (m^3/j)		Besoins (l/s)	
	2021	2051	2021	2051	2021	2051
SMINA	9777	17710	1466.550	2656.500	1.700	3.883

II.3.2.2 Besoins des équipements

Au niveau de la zone d'étude, les calculs des besoins en eau des équipements et leurs projetés existants sont représentés dans le **tableau (II-4)** ci-dessous :

Tableau II-4. Calcul des Besoins des équipements [4].

Secteur	Equipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
SMINA	01 hôpital khilile amrane	100	150	15.00	0.173
	01 direction de sante	50	30	01.50	0.017
	01 mosquée	200	20	04.00	0.046
	01 résidence universitaire	2699	150	404.850	4.685
	01 université Abderrahmane mira	13 000	100	1300.000	15.046
total				1725.350	19.967

❖ Estimation des besoins d'équipement pour l'horizon futur

Pour estimer les besoins d'équipements en 2051, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques en appliquant la formule suivante :

$$\frac{Q_{\text{équi actuel}}}{Q_{\text{dom actuel}}} = \frac{Q_{\text{équi Futur}}}{Q_{\text{dom Futur}}} \quad (2.3)$$

Avec:

- **Q_{équi actuel}**: besoins d'équipements en 2021 (m³/j) ;
- **Q_{équi futur}**: besoins d'équipements en 2051 (m³/j) ;
- **Q_{dom actuel}**: besoins domestiques en 2021 (m³/j) ;
- **Q_{dom futur}**: besoins domestiques en 2051 (m³/j).

Les résultats sont donnés dans le **tableau (II-5)** suivant :

Tableau II-5. Estimation des différents besoins pour l'horizon futur (2051).

Secteur	Besoins domestiques $Q_{dom}(m^3/j)$		Besoins équipements $Q_{équi}(m^3/j)$		$Q_{dom} + Q_{équi}$ (m^3/j)	
	2021	2051	2021	2051	2021	2051
SMINA	1466.550	2656.500	1725.350	3125.288	3191.9	5781.788

II.3.3 Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj,j}$

L'ensemble des fuites sur les adductions et le réseau, varie suivant le type de tuyaux, leur vétusté, la nature de terrain et la qualité de l'entretien. On considère qu'il est difficile de réduire les pertes à moins de 10 % (rapportée à la production) même pour un réseau neuf, et que 15 % des pertes caractérisent un réseau en bon état et très bien entretenu.

C'est au-delà de 20% que l'on doit réagir et accentuer les campagnes anti-fuites (on envisage le renouvellement des conduites). Tenant compte que le réseau existant est vétuste pour compenser les fuites au niveau du réseau de l'adduction, du réseau, on effectue une majoration de 20%, telle que :

$$Q_{maj,j} = 1.2 \times Q_{moy,j} \quad (2.4)$$

Avec:

- $Q_{maj,j}$: débit majoré journalier (m^3/j) ;
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier (m^3/j).

Le **tableau (II-6)** ci-après regroupe les résultats de calcul.

Tableau II-6. La consommation moyenne journalière majorée.

Secteur	$Q_{dom} + Q_{équi}(m^3/j)$		$Q_{maj,j}(m^3/j)$	
	2021	2051	2021	2051
SMINA	3191.9	5781.788	3830.280	6938.145

II.3.4 Consommation maximal journalière $Q_{max,j}$

La consommation d'eau quotidienne n'est pas constante, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Pour tenir compte de cette variation on doit considérer le coefficient dit « coefficient d'irrégularité journalière K_{max} » qui correspond à la concentration de tout l'écoulement (demande) sur une durée donnée de la journée, donc tenir compte des fuites, des pertes et des saisons où la consommation est maximale.

Cette consommation représente le débit du jour le plus chargé de l'année, elle se détermine par la formule suivante :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{maj.j} \quad (2.5)$$

- $Q_{max.j}$: débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{maj.j}$: débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- $K_{max.j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui tient compte de l'augmentation de la consommation. Il est compris entre **1.1** et **1.3** ; on prend $K_{max.j} = 1.2$.

Les résultats sont représentés dans le **tableau (II-7)** suivant :

Tableau II-7. Consommation maximal journalière.

Secteur	$Q_{maj.j} (m^3/j)$		$Q_{max.j} (m^3/j)$	
	2021	2051	2021	2051
SMINA	3830.280	6938.145	4596.336	8325.774

II.3.5 Variation de la consommation horaire

Le débit maximum horaire est une consommation d'eau journalière qui varie durant les 24 heures, elle peut être exprimée par la formule suivante :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \times (Q_{max.j} / 24) \quad (2.6)$$

Avec:

- $Q_{max.h}$: débit maximum horaire (m^3/h) ;
- $Q_{max.j}$: débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $K_{max.h}$: coefficient de variation horaire.

La valeur de $K_{max.h}$ dépend de α_{max} et β_{max} tel que :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (2.7)$$

- α_{max} : coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, compris entre **1.2** et **1.3**, on prend $\alpha_{max} = 1.25$
- β_{max} : coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant représenté dans le **tableau (II-8)** ci-dessous:

Tableau II-8. Variation des valeurs de β_{max} en fonction de nombre d'habitant.

Nombre d'habitants $\times (10^3)$	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	1000
Valeurs de β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Selon le **tableau (II-8)** on détermine les valeurs de β_{\max} et on calcule le K_{\max} , afin d'estimer les valeurs de $Q_{\max.h}$ pour l'horizon actuel (**2021**) et futur (**2051**). Ces valeurs sont représentées dans les deux **tableaux (II-9)** et **(II-10)** suivants :

Tableau II-9. Représentation des valeurs de β_{\max} , $K_{\max.h}$ et $Q_{\max.h}$ pour l'horizon actuel (2021).

Secteur	Nombre d'habitants	α_{\max}	B_{\max}	$K_{\max.h}$	$Q_{\max.h}$ (m ³ /h)
SMINA	9777	1.25	1.3	1.625	311.210

Tableau II-10. Représentation des valeurs de β_{\max} , $K_{\max.h}$ et $Q_{\max.h}$ pour l'horizon futur (2051).

Secteur	Nombre d'habitants	α_{\max}	B_{\max}	$K_{\max.h}$	$Q_{\max.h}$ (m ³ /h)
SMINA	17710	1.25	1.3	1.625	563.724

II.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la zone d'étude et la collecte de toutes les informations et données qui nous serviront à déterminer les besoins en eau potable secteur **SMINA**, Nous avons estimé la population future sur long terme (**30 ans**), est de **17710 habitants** avec un débit maximum journalier est de **8325.774 m³/j**.

Chapitre III

(Diagnostic physique)

III.1. Introduction

Le but de faire ce chapitre du diagnostic physique est de découvrir les lacunes afin de les corriger pour de bonnes performances.

Dans ce chapitre en traite du diagnostic physique des équipements des stations de pompage de notre étude, à savoir :

- La station de pompage de SMINA (station de reprise)
- La station de pompage de TALA MERKHA I (station de reprise).
- La station de pompage de TALA MERKHA II ou station OUSSAMA (station de reprise).

Diagnostic des équipements des stations de pompage à l'état actuel et de préconiser les recommandations quant aux actions à entreprendre dans l'immédiat.

Une deuxième étape consistera après simulation des systèmes d'AEP, de préconiser les actions à entreprendre à long terme en matière d'équipements en vue de la satisfaction des besoins futurs.

Ce présent diagnostic portera pour chaque station ce qui suit :

- Un descriptif sur la station de reprise ;
- L'aspect extérieur de la station ;
- L'aspect intérieur de la station ;
- Chambre de vanne du réservoir ;
- Recommandations ;
- Les solutions adéquates pour les stations.

III.2. Diagnostic des équipements

III.2.1 Station de reprise SMINA

La station de reprise SMINA est alimentée par pompage, à partir de la station SIDI AHMED II et gravitairement par l'adduction gravitaire de TICHY HAF via le réservoir **10 000 m³** d'IBACHIRENE.

La station dispose d'un réservoir circulaire de capacité **1 000 m³**, qui destiné à l'alimentation de la zone de SMINA et la régulation du pompage vers TALA MERKHA I.

Le pompage se fait en continue, H24, sauf exception, comme lors de notre visite, où la station était complètement à l'arrêt pour réparer une fuite située à l'amont de la fuite repérée à l'entrée de la station.

III.2.1.1 Aspect extérieur

C'est un ouvrage situé sur la limite supérieure du quartier SMINA, sur les hauteurs à l'Ouest de la ville de Bejaia.

- La station est protégée par une clôture en dur, dont une partie est carrément détruite et nécessite une reprise dans les plus brefs délais.
- Le portail d'entrée est en bon état mais des travaux de réfections s'imposent.
- Une fuite importante au niveau du portail est localisée sur la conduite de refoulement SMINA-TALA MERKHA I. A noter que les fuites sur ce refoulement sont récurrentes, ce qui exige une rénovation de cette dernière.
- La peinture du mur de clôture est dégradée.
- La station dispose d'un espace appréciable, non entretenu, nécessitant un plan d'aménagement.
- La peinture extérieure des ouvrages (réservoir et station) est en assez bon état.
- L'éclairage extérieur est constitué de trois (03) projecteurs, dont deux (02) sont fonctionnels, ce qui est insuffisant au vu de la superficie à couvrir.
- Le poste transformateur de 160 kVA est de type aérien sur poteau.



Figure III-1. Vue entrée extérieure de la station de pompage SMINA.

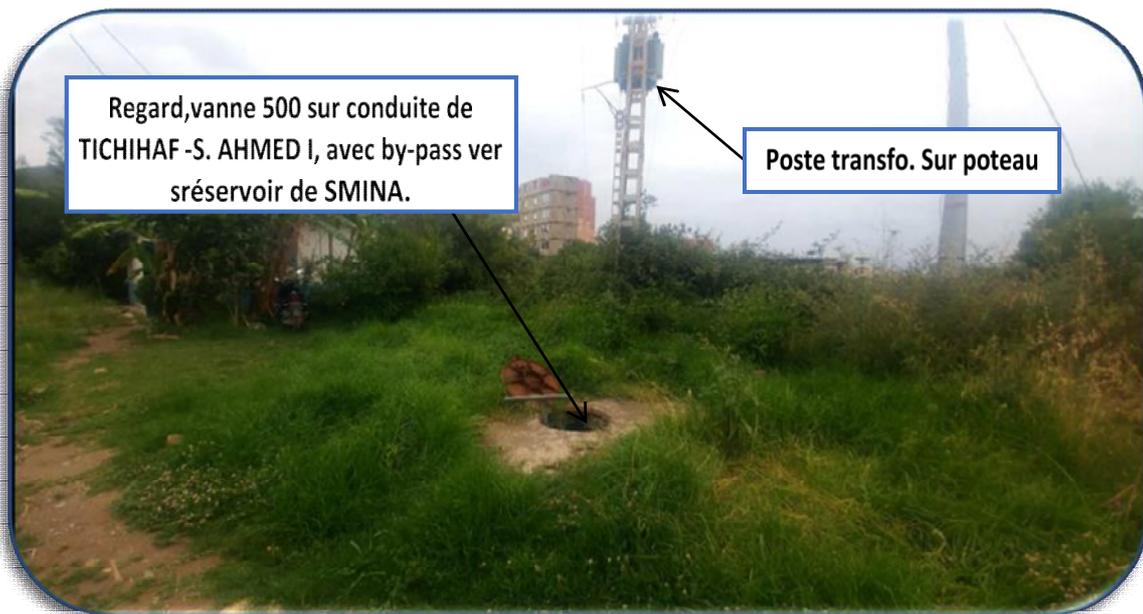


Figure III-2. Le poste transformateur sur poteau.

III.2.1.2 Aspect intérieur

- La salle des pompes est relativement sèche, cependant, elle est encombrée hétéroclites qui n'ont pas leurs raisons d'être (pneu, chute de buses, bouteille plastique jonchent le sol).
- La peinture intérieure est satisfaisante.
- L'éclairage intérieur est satisfaisant.
- La station est équipée de 02 GEP horizontaux identiques de 110 kW, en assez bon état, cependant, on constate quelques fuites au niveau du presse-étoupe, et un bruit des moteurs supérieur à la normale, nécessitant un graissage de ces derniers.
- Les équipements hydromécaniques (tuyauterie et robinetterie) sont en assez bon état.
- La vidange du refoulement déverse directement dans la salle des pompes, pouvant présenter un danger pour les moteurs.
- Le compteur sur refoulement n'est pas fonctionnel, de même qu'au niveau des refoulements individuels, un seul est doté de manomètre.
- Absence de palan pour la manutention des équipements, et d'appareil anti-bélier, organe indispensable pour la protection du système contre les phénomènes transitoires, la présence de fuites récurrentes sur le refoulement étant due à l'absence de ce dernier.
- La salle de commande est isolée de la salle des pompes, mais sert de bureau pour les agents de pompage (au nombre de 04 agents), ce qui est contraire aux règles d'hygiène et de sécurité.
- La grille d'aération de la salle de commande est dégradée, et colmatée par des cartons, ce qui pose un problème d'aération et expose les armoires aux pluies lors des intempéries.

- Les deux (02) coffrets de commande (110 kW) sont en bon état, mais les voyants doivent être remplacés ; de même, il a été constaté l'inexistence de chemin de câbles.



Figure III-3. *Vue Intérieure : La station dispose d'un espace appréciable qui nécessite un aménagement.*

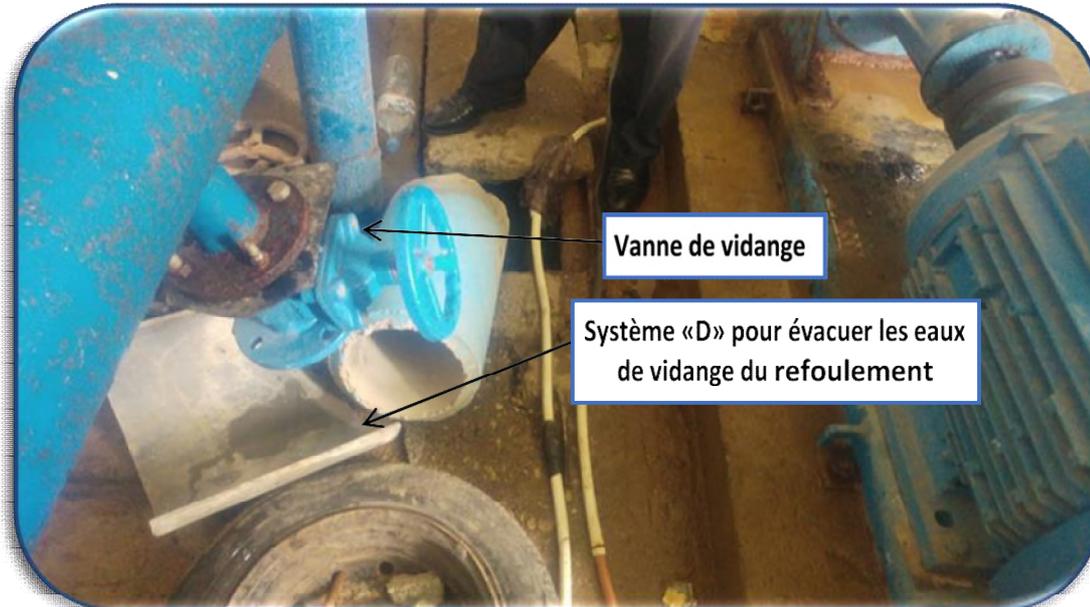


Figure III-4. *Risque d'éclaboussure du GEP par la vidange du refoulement.*

III.2.1.3 *Chambre de vannes du réservoir*

- La peinture extérieure est en assez bon état, cependant, la peinture intérieure est à reprendre (Dégradée par l'humidité).

- La menuiserie métallique est en bon état.
- ❖ **Equipements hydromécaniques de la chambre de vannes :**

La chambre de vannes, comporte trois départs de distribution :

- Une conduite DN 200 mm pour alimenter SMINA.
- Une conduite DN 200 mm pour alimenter l'hôpital (KHELLIL AMRANE).
- Une conduite DN 200 mm pour alimenter l'université (A/RAHMANE MIRA).
- Les conduites d'arrivée et de départs sont rongées par la rouille.
- La conduite de départ vers SMINA présente une fuite.
- Absence de poste de javellisation, la désinfection se fait au niveau du réservoir principal IBACHIRENE, et de la station de SIDI AHMED II.



Figure III-5. Vue extérieure de la chambre de vannes du réservoir 1000 m³.



Figure III-6. *Vue intérieure de la chambre de vannes.*

III.2.2 Station de reprise TALA MERKHA

La station de reprise n° 01 de TALA MERKHA est alimentée par pompage, à partir de la station SMINA. Elle dispose d'une bache de **500 m³** qui sert de volume de régulation et de distribution au profit de TALA MERKHA et TARGA OUZEMOUR.

Cette station était auparavant alimentée en énergie électrique par un groupe électrogène.

III.2.2.1 Aspect extérieur

Il s'agit d'un ouvrage enclavé entre des habitations et un talus, ne favorisant pas une éventuelle extension.

La station est protégée par une clôture grillagée en Zimmerman de très faible hauteur (1 m) dans un état de dégradation avancé.

- Le portail d'entrée nécessite une rénovation.
- L'entrée ne dispose pas d'une loge de gardien.
- La peinture extérieure est assez dégradée, notamment le réservoir.
- L'éclairage extérieur n'est pas fonctionnel.
- Le poste transformateur de 160 kVA est de type sur Skid, bien entretenu.



Figure III-7. Vue d'ensemble de la station : Entrée à l'état de piste, gravats aux alentours de l'ouvrage Clôture en grillage de faible hauteur.



Figure III-8. Le poste transformateur.

III.2.2.2 Aspect intérieur

- La salle des pompes est inondée par les fuites au niveau des presses étoupes des pompes ; cet état de fait est accentué du fait de l'inexistence de fosse d'évacuation des eaux de fuite.
- La peinture intérieure est dégradée.

- L'éclairage intérieur est satisfaisant.
- La salle des pompes est encombrée d'objets hétéroclites, qui n'ont pas lieu de s'y trouver.
- La station est équipée de 02 GEP horizontaux de 55 kW, de marque ROVATTI fonctionnant en même temps, dont l'état extérieur est conservé en bon état, sauf les presses étoupes qui présentent des pertes notables.
- Les équipements hydromécaniques (tuyauterie et robinetterie) sont en général dans un état satisfaisant, cependant, le siphon d'évacuation des eaux de fuite n'est pas fonctionnel, de même que nous avons constaté l'absence de manomètres de palan, et de l'anti-bélier, organe indispensable pour la protection du système contre les phénomènes transitoires.
- Le compteur est installé à l'extérieur de la salle des pompes.
- Les deux (02) coffrets de commande (63 kW) sont isolés de la salle des pompes, sont en bon état, mais nécessitent un chemin de câbles.
- Existence d'un registre d'exploitation, qui comporte les volumes pompés, mais sans les durées de pompage.

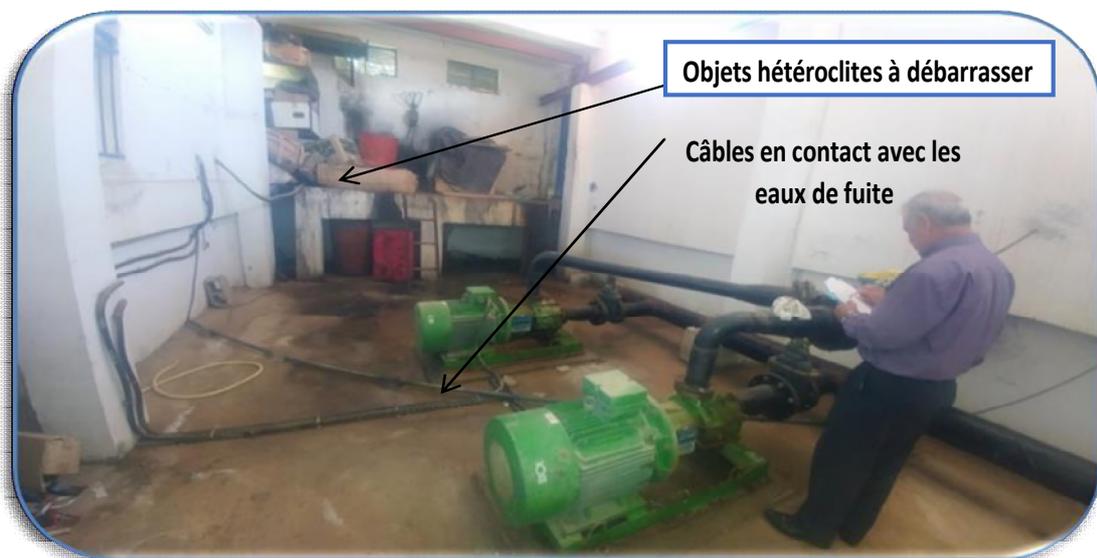


Figure III-9. Salle des pompes assez bon.



Figure III-10. Equipements Electro et Hydromécaniques en bon état.



Figure III-11. Coffrets de commande en bon état.

III.2.2.3 Chambre de vannes du réservoir

La peinture intérieure est à reprendre, cependant, la menuiserie métallique (porte, grille) est en bon état.

❖ Equipements hydromécaniques de la chambre de vannes :

- Les conduites d'arrivée et de départs présentent un enrobage détérioré, ils sont tous munis de compteurs.
- Ces compteurs sont difficilement accessibles, car enfouis sous des planches de bois.
- 02 conduites de départ en acier DN 300 mm et 150 mm, munies de vannes et de compteurs assurent respectivement TALA MERKHA et TARGA OUZEMOUR.

- Les compteurs sont difficilement accessibles, car enfouis sous des planches de bois.
- Les vannes ne sont pas étanches.
- Absence d'escaliers et de passerelle pour accéder au réservoir et les équipements hydromécaniques ; des planches en bois y font office, rendant l'exploitation de la chambre de vannes dangereuse.
- La vidange et le trop plein se déversent à l'air libre car la conduite d'évacuation a été détériorée lors des terrassements de la route et des habitations avoisinantes d'après l'agent de pompage.
- Absence de poste de javellisation (cette dernière se fait de manière manuelle, et donc impossible de maîtriser le dosage en hypochlorite).



Figure III-12. Chambre de vannes.

III.2.3 STATION DE REPRISE TALA MERKHA II (OUSSAMA)

La station de reprise N° 02 de TALA MERKHA plus communément dénommée station OUSSAMA est alimentée par pompage, à partir de la station TALA MERKHA I. Elle dispose d'une bache de **200 m³** qui sert de volume de régulation pour le refoulement vers ADRAR OUFARNOU, et de distribution au profit D'OUSSAMA.

Le refoulement se fait uniquement la journée, à raison de 3h/24.

Cependant, cette station refoule une (01) fois tous les deux (02) jours vers la localité TAOURIRT, durant cette journée, le pompage vers Adrar OUFARNOU se fait à raison de 10h/24.

III.2.3.1 Aspect extérieur

C'est un ouvrage situé sur les hauteurs de la ville Bejaia, exposé aux vents du fait de l'absence d'une clôture en dur.

- La station est protégée par une clôture grillagée en Zimmerman de très faible hauteur (1 m) dans un état dégradé.
- Le portail d'entrée nécessite une rénovation.
- L'entrée ne dispose pas d'une loge de gardien.
- La peinture extérieure est assez dégradée, notamment le réservoir.
- Absence d'éclairage extérieur.
- Le poste transformateur de 50 kVA est de type aérien sur poteau.



Figure III-13. Vue générale de l'extérieur.

III.2.3.2 Aspect intérieur

- La salle des pompes est submergée par les fuites au niveau des presses étoupes des pompes.
- Les eaux de fuite stagnent du fait de l'absence de pente vers le siphon d'évacuation, et rendent l'accès vers les pompes difficile (des planches et de grosses pierres permettent à l'agent d'y parvenir en sautillant !).
- La peinture intérieure est dégradée.
- L'éclairage intérieur est satisfaisant.
- La station est équipée de 02 GEP horizontaux identiques de 11 kW, (plaque signalétique illisible), fortement attaqués par la corrosion, avec des fuites importantes au niveau des presse-étoupes. Ils reposent sur des socles très dégradés, soutenus par des planches, ce qui est très dommageable pour les GEP.
- Les équipements hydromécaniques (tuyauterie et robinetterie) ne sont pas fortement corrodés, mais nécessitent un brossage, une couche antirouille et une couche de peinture métallique.
- De même que nous avons constaté l'absence de compteur, de manomètres, de palan (malgré l'existence des rails), et de l'anti-bélier, organe indispensable pour la protection du système contre les phénomènes transitoires.
- Les deux (02) coffrets de commande (63 kW) sont isolés de la salle des pompes et sont en bon état, exception faite d'un voyant (man. Auto) cassé, d'un ampèremètre hors service, et de l'inexistence de chemin de câbles.
- Existence d'une salle pour le pompiste, cependant, il est constaté l'absence d'agents de pompage ; c'est le surveillant de réseau qui y fait office.



Figure III-14. Vue d'ensemble de la salle des pompes.



Figure III-15. Sachet en plastique pour éviter les éclaboussures dues aux fuites importantes du GEP.



Figure III-16. Coffrets de commande.

III.2.3.3 Chambre de vannes du réservoir

- Les peintures intérieure et extérieur sont à reprendre.
- La porte métallique est inexistante.

❖ Equipements hydromécaniques de la chambre de vannes :

Les conduites d'arrivée et de départs présentent un enrobage peu détérioré. De même qu'il a été constaté :

- L'absence de compteurs à l'intérieur de la chambre de vannes.
- 01 conduite en PEHD DN 125 mm, branchée sur la conduite d'aspiration est destinée à recevoir éventuellement l'eau de source de TOUDJA.
- Absence de poste de javellisation (cette dernière se fait de manière manuelle, et donc impossible de maîtriser le dosage en hypochlorite).



Figure III-17. Chambre de vannes : sans peinture et sans porte d'entrée.



Figure III-18. Equipements hydromécaniques de la chambre de vannes.

III.3. Recommandation

En visualisant ce rapport de la situation actuelle des installations, il y a des changements, des modifications et des ajouts qui doivent être apportés afin d'éviter tous dangers et d'éviter de nuire aux consommateurs.

III.3.1 Recommandation pour la station de pompage de SMINA

- Sécuriser la station en reconstruisant la partie de mur de clôture détruit, et en y installant des projecteurs.
- Installer des compteurs à l'arrivée et au départ dans la chambre des vannes.
- Doter la chambre de vannes d'un javellisateur automatique.
- Prolonger la conduite de vidange jusqu'à l'exutoire.
- Procéder à la rénovation de certaines tuyauteries et de la robinetterie.
- Installer un palan.
- Réaliser un chemin de câbles pour sécuriser l'installation électrique.
- Redimensionner les équipements hydro et électromécaniques, une fois les variantes et les simulations hydrauliques finalisées pour l'horizon de calcul.
- Dimensionner et installer une protection des équipements (soupape de décharge ou ballon anti- bélier).

III.3.2 Recommandation pour la station de pompage de TALA MERKHA I

- Sécuriser la station en érigeant un mur de clôture en dur.
- Remettre en état l'éclairage extérieur en plaçant au moins 03 projecteurs.
- Procéder à la rénovation de certaines tuyauteries et de la robinetterie.
- Débarrasser la salle des pompes des objets hétéroclites et installer un palan électrique.
- Installer le compteur à l'intérieur de la salle des pompes.
- Réaliser un chemin de câbles pour sécuriser l'installation électrique.
- Installer un siphon de cour et une conduite de drainage à l'intérieur de la salle des pompes.
- Reprendre la conduite vidange-trop plein et la prolonger jusqu'à l'exutoire.
- Doter la chambre de vannes d'un javellisateur automatique.
- Le groupe électrogène devrait être raccordé de manière à se déclencher en cas de panne électrique, ou à défaut, le destiner à une autre station.
- Redimensionner les équipements hydro et électromécaniques, une fois les variantes et les simulations hydrauliques finalisées pour l'horizon de calcul.

- Dimensionner et installer une protection des équipements (soupape de décharge ou anti-bélier).

III.3.3 Recommandation pour la station de pompage de TALA MERKHA II

- Sécuriser la station en érigeant un mur de clôture en dur et en y installant des projecteurs.
- Reprendre en urgence les socles des groupes électropompes.
- Reprendre la chape de la salle des pompes en créant une pente vers le siphon d'évacuation.
- Procéder à la rénovation de certaines tuyauteries et de la robinetterie.
- Installer un palan.
- Installer des compteurs à l'arrivée et au départ dans la chambre des vannes.
- Réaliser un chemin de câbles pour sécuriser l'installation électrique.
- Doter la chambre de vannes d'un javellisateur automatique.
- Redimensionner les équipements hydro et électromécaniques, une fois les variantes et les simulations hydrauliques finalisées pour l'horizon de calcul.
- Dimensionner et installer une protection des équipements (soupape de décharge ou anti-bélier).

III.4. Conclusion

Après avoir terminé le diagnostic de l'état actuel de notre réseau, nous avons obtenu le résultat que l'état actuel du réseau d'AEP de la zone de notre étude mérite d'être renouvelé ou bien nécessite d'être réhabilitée pour assurer le bon fonctionnement du réseau.

Chapitre IV

(Les réservoirs)

IV.1. Introduction

Utilisés dès l'antiquité les réservoirs n'avaient comme rôle que le stockage de l'eau de la saison humide pour une saison sèche. Graduellement la science de l'eau évolue et les systèmes d'alimentation en eau se diversifient avec, ce qui a donné une multitude de fonctions aux réservoirs.

Dans ce chapitre, nous allons traiter les types, le rôle et le dimensionnement des réservoirs.

IV.2. Classifications des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération :

❖ Classification selon le matériau de construction :

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

❖ Classification selon la forme géométrique :

- Cubiques ;
- Cylindrique ;
- Coniques.

❖ Classification selon la situation des lieux :

- Surélevés ;
- Enterrés ;
- Semi-enterrés.

❖ Classification selon l'usage :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre ;
- Réservoir de traitement.

❖ Classification selon des considérations esthétiques :

- Selon des servitudes d'esthétisme on peut affirmer les fonctions d'un réservoir comme on peut l'intégrer au paysage.



Figure IV-1. Illustration de la variété des réservoirs surélevés en termes de forme, taille et hauteur.

IV.3. Rôles et fonctions des réservoirs

IV.3.1 Le rôle des réservoirs

Les réservoirs constituant une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés de plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies en plus les réservoirs offrant notamment les avantages suivants :

- Régularisation le fonctionnement de la station de pompage.
- Simplification de l'exploitation.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relais [4].

IV.3.2 Les fonctions générales des réservoirs

❖ Fonctions techniques d'un réservoir

- Régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant ;
- Sécurité d'approvisionnement ;
- Régulation de la pression ;
- Simplification de l'exploitation.

❖ Fonctions économiques

- Réduction du coût de l'investissement sur les ouvrages de production puisque dans le cas d'une adduction on dimensionne selon le débit (**Q_{moyh}**) pour une adduction continue et (**Q_{st}**) pour une adduction discontinue à la présence d'un réservoir et avec le débit (**Q_{maxh}**) dans le cas contraire ;
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes ;
- Grâce aux réservoirs le pompage peut avoir lieu la nuit pendant les heures creuses de la **sonelgaz**.

IV.4. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau, cas de notre réservoir ;
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ; ce n'est pas vérifié dans notre cas la hauteur importante des bâtiments ;
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires (comme dans notre cas), on doit les implanter de préférence en extrémité du réseau ;
- La cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.

L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés par une pression suffisante.

IV.5. Les équipements des réservoirs

IV.5.1 Conduite d'adduction

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau (**Figure IV-2**).

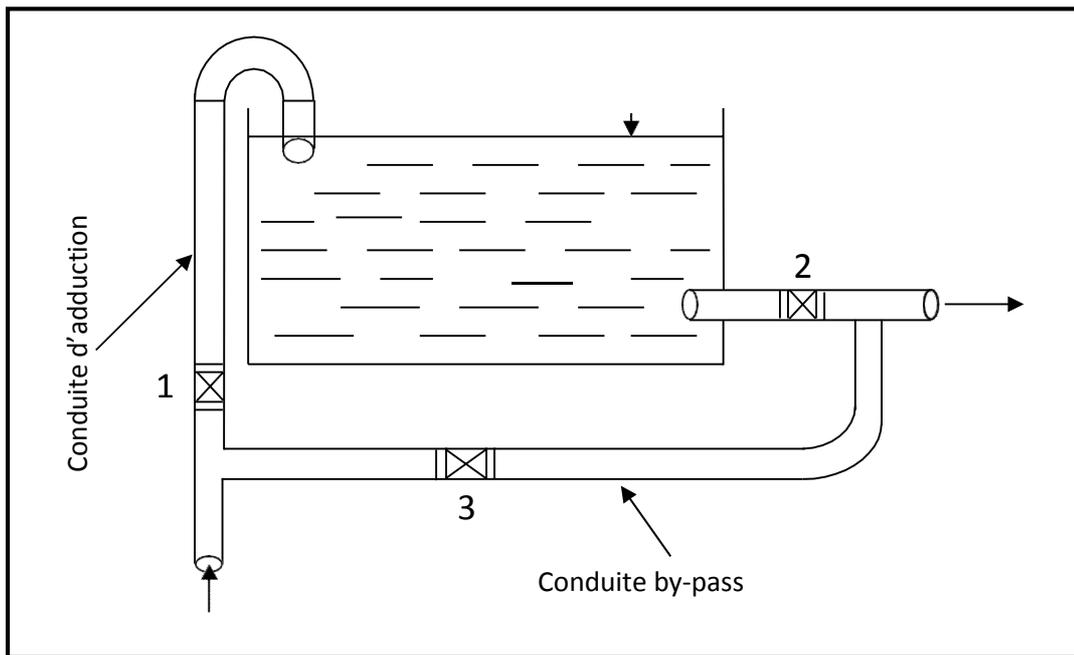


Figure IV-2. Conduite d'adduction.

A son débouché dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

IV.5.2 Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve (**Figure IV-3**).

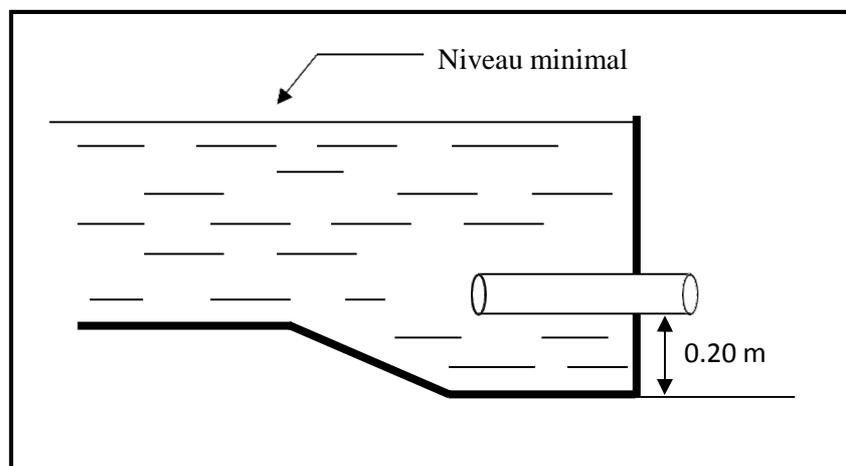


Figure IV-3. Conduite de distribution.

IV.5.3 Conduite du trop-plein

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

IV.5.4 Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine.

Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne (**Figure IV-4**).

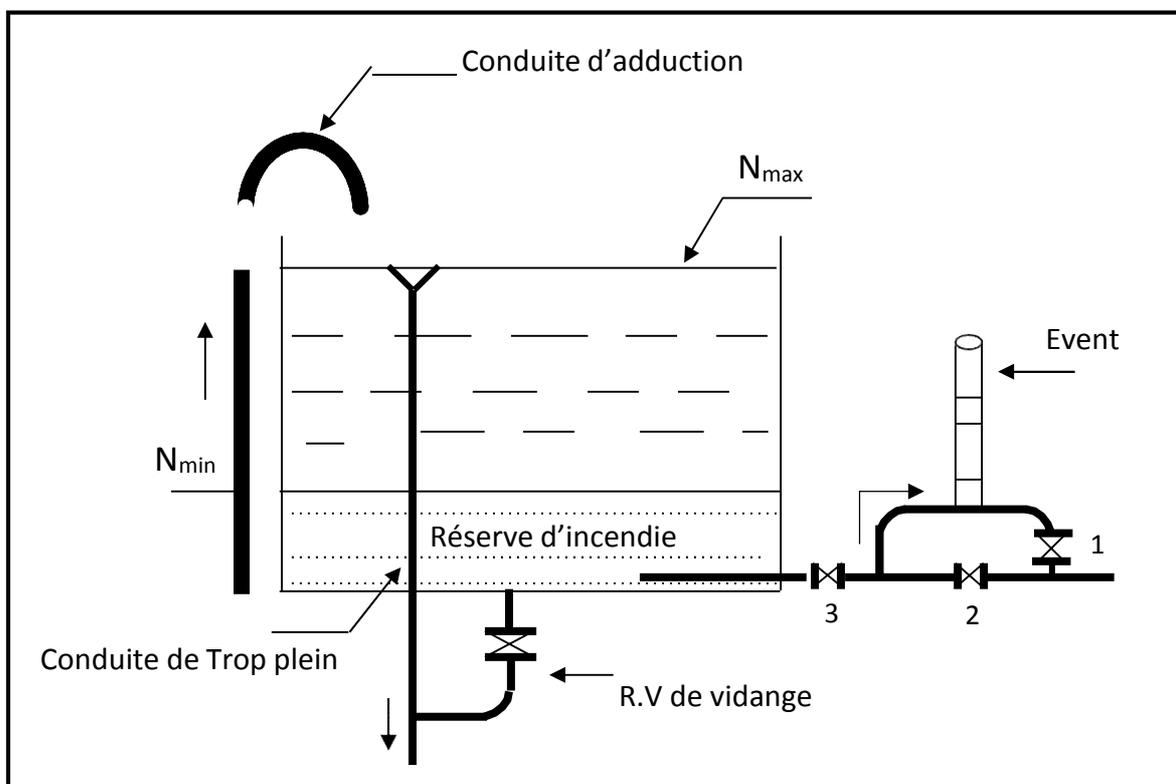


Figure IV-4. Matérialisation de la réserve d'incendie.

IV.5.5 Conduite BY-PASS

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (**Figure IV-2**). Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

- Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé ;
- En BY-PASS : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

IV.5.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la **figure (IV-4)** présentée un système en siphon :

(En temps normale 1 est fermé 2 est ouvert, en cas de sinistre il suffit d'ouvrir le 1), la réserve dans ce cas de sinistre une zone d'eau morte ' qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

Lèvent d'un siphon interdit l'utilisation du au-dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie).

Son fonctionnement est le suivant :

- Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.
- Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

IV.6. Capacités des réservoirs

La capacité du réservoir est déterminée selon les variations du débit entrant et sortant. La capacité est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en tenant compte du jour de la plus forte consommation.

Pour estimer la capacité du réservoir, nous devons procéder à deux méthodes :

- Méthode graphique
- Méthode analytique

❖ Méthode graphique :

Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.

❖ Méthode analytique :

Cette méthode consiste à calculer le résidu dans le réservoir pour chaque heure de la journée en fonction de la différence entre l'apport et la distribution. Cette différence est reportée dans la colonne des surplus et déficits selon son signe. La valeur maximale trouvée P% max sera le pourcentage du volume de stockage suivant la formule suivante :

$$Pmax\% = |R^+ + max| + |R^-max| \quad (4.1)$$

Avec :

- **R⁺ + max** : Résidu maximal positif (%) ;
- **R⁻ max** : Résidu minimal négatif (%) ;
- **Pmax** : Résidu maximal dans le réservoir.

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

$$V_{max} = \frac{(P_{max\%} \times Q_{max.j})}{100} \quad (4.2)$$

Avec

- **V_{max}** : Volume maximale de stockage du réservoir (m³) ;
- **P_{max%}** : Résidu maximal dans le réservoir ;
- **Q_{max.j}** : Débit maximal journalier (m³ /h).

IV.6.1 Volume total du réservoir

Le volume total du réservoir se calcul en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à 120m³. Le volume total est donné par la formule suivante :

$$V_t = V_{max} + V_{incendie} \quad (4.3)$$

Avec :

- **V_t** : Volume total du réservoir (m³) ;
- **V_{max}** : Volume maximale de stockage du réservoir (m³) ;
- **V_{incendie}** : Volume de la réserve d'incendie (V_{inc} = 120 m³).

IV.6.2 Dimensionnement du réservoir projeté

La section circulaire est généralement choisie pour les réservoirs ayant une capacité inférieure à 10000 m³, ce qui nous permis de choisir cette forme pour le réservoir projeté. la hauteur de l'eau dans la cuve est souvent comprise entre 3 et 6 m.

Les dimensions seront déterminées comme suit :

IV.6.3 Diamètre du réservoir

Le diamètre d'un réservoir circulaire est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V_t = S_r \times H_r \quad (4.4)$$

$$S_r = \frac{V_t}{H_r} \quad (4.5)$$

$$S_r = \frac{\pi \times D_r^2}{4} \rightarrow D_r = \sqrt{\frac{4 \times S_r}{\pi}} \quad (4.6)$$

Avec :

- **V_t** : Volume total du réservoir (m³) ;
- **S_r** : Surface du réservoir (m²) ;
- **D_r** : Diamètre du réservoir (m) ;
- **H_r** : Hauteur du réservoir (m).

IV.7. Dimensionnement des réservoirs

- **Le réservoir du SMINA (existant) :** (1000 m³) qui destiné de l'alimentation de la zone de SMINA avec 9238 habitant une consommation de 2375.98 m³/j et régulation du pompage vers le réservoir du TALA MERKHA avec une consommation de 5616 m³ /j donc :

$$\alpha_{max} = 1.3 \text{ et } \beta_{max} = 1,31 \text{ d'où } K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 1.70$$

- **Le réservoir TALA MERKHA (existant) :** (500 m³) est alimenté par refoulement 24h à partir de SR SMINA et qui destiné de l'alimentation de la ville de TALA MERKHA et TARGA OUZEMOUR avec 1910.3 m³/j et régulation du pompage vers réservoir du TALA MERKHA donc :

$$\alpha_{max} = 1.3 \text{ et } \beta_{max} = 1,41 \text{ d'où } K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 1.87$$

- **Le réservoir OUSSAMA (existant) :** (200 m³) est alimenté par refoulement 20h à partir de TALA MERKHA et qui destiné de l'alimentation de la ville OUSSAMA avec 495.59 m³/j donc :

$$\alpha_{max} = 1.3 \text{ et } \beta_{max} = 1,92 \text{ d'où } K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 2.5$$

IV.7.1 Calcul de la capacité du réservoir SMINA

Tableau IV-1. Dimensionnement du réservoir SMINA.

Heure	Apport %	Adduction %	Surplus %	Déficit%	Résidu%
0-1	4.16	1	3.16	-	3.16
1-2	4.16	1	3.16	-	6.32
2-3	4.16	1	3.16	-	9.48
3-4	4.16	1	3.16	-	12.64
4-5	4.16	2	2.16	-	14.8
5-6	4.16	3	1.16	-	15.96
6-7	4.16	5	-	-0.84	15.12
7-8	4.16	6.5	-	-2.34	12.78
8-9	4.17	6.5	-	-2.33	10.45

Tableau IV-2. Dimensionnement du réservoir SMINA. (suit, fin)

Heure	Apport %	Adduction %	Surplus %	Déficit%	Résidu%
9-10	4.17	5.5	-	-1.33	9.12
10-11	4.17	4.5	-	-0.33	8.79
11-12	4.17	5.5	-	-1.33	7.46
12-13	4.17	7	-	-2.83	4.63
13-14	4.17	7	-	-2.83	1.8
14-15	4.17	5.5	-	-1.33	0.47
15-16	4.17	4.5	-	-0.33	0.14
16-17	4.17	5	-	-0.83	-0.69
17-18	4.17	6.5	-	-2.33	-3.02
18-19	4.17	6.5	-	-2.33	-5.35
19-20	4.17	5	-	-0.83	-6.18
20-21	4.17	4.5	-	-0.33	-6.51
21-22	4.17	3	1.17	-	-5.34
22-23	4.17	2	2.17	-	-3.17
23-24	4.17	1	3.17	-	0
Total	100	100	-	-	-

D'après le tableau ci-dessous :

$$P (\%) = |-6.51| + |+15.96| = 22.47 \%$$

$$V_{max} = 22.47 \times (5616/100) = 1261.91 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1261.91 + 120 = 1381.91 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir existants SMINA est de 1000 est insuffisante, il faut donc projeter un nouveau réservoir d'une capacité de 500 m³ qui sera implanté près du réservoir du SMINA ;

Les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Vmax (m)	Vt (m ³)	Hr (m)	Sr (m ²)	Dr (m)
1261.91	1381.91	5	276.38	19

IV.7.2 Calcul de la capacité du réservoir TALA MERKHA

Tableau IV-3. Détermination de la capacité de stockage du réservoir TALA MERKHA.

Heure	Apport %	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	4.16	0,85	3.31	-	3.31
1-2	4.16	0,85	3.31	-	6.62
2-3	4.16	0,85	3.31	-	9.93
3-4	4.16	1	3.16	-	13.09
4-5	4.16	2,7	1.46	-	14.55
5-6	4.16	4,7	-	-0.54	14.01
6-7	4.16	5,35	-	-1.19	12.82
7-8	4.16	5,85	-	-1.69	11.13
8-9	4.17	4,5	-	-0.31	10.82
9-10	4.17	4,2	-	-0.03	10.79
10-11	4.17	5,5	-	-1.33	9.46
11-12	4.17	7,5	-	-3.33	6.13
12-13	4.17	7,9	-	-3.73	2.4
13-14	4.17	6,35	-	-2.18	0.22
14-15	4.17	5,2	-	-1.03	-0.81
15-16	4.17	4,8	-	-0.63	-1.44
16-17	4.17	4	0.17	-	-1.27
17-18	4.17	4,5	-	-0.31	-1.58
18-19	4.17	6,2	-	-2.03	-3.61
19-20	4.17	5,7	-	-1.53	-5.14
20-21	4.17	5,5	-	-1.33	-6.47
21-22	4.17	3	1.17	-	-5.3
22-23	4.17	2	2.17	-	-3.13
23-24	4.17	1	3.17	-	0.04
Total	100	-	-	-	-

D'après le tableau ci-dessous :

$$P (\%) = |-6.47| + |+14.55| = 21.02 \%$$

$$V_{max} = 21.02 \times (1910.3/100) = 401.54 \text{ m}^3$$

$$V_t = 401.54 + 120 = 521.54 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir existants TALA MERKHA est de 500 est insuffisante, il faut donc projeter un nouveau réservoir d'une capacité de 50 m³ qui sera implanté près du réservoir du TALA MERKHA ;

Les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Vmax (m)	Vt (m ³)	Hr (m)	Sr (m ²)	Dr (m)
401.54	521.54	4	130.38	13

IV.7.3 Calcul de la capacité du réservoir OUSSAMA (TALA MERKHA II)

Tableau IV-4. Détermination de la capacité de stockage du réservoir OUSSAMA.

Heure	Apport %	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
0-1	0.00	0.60	-0.60	-	-0.60
1-2	0.00	0.60	-0.60	-	-1.20
2-3	5.00	1.20	-	3.80	2.60
3-4	5.00	2.00	-	3.00	5.60
4-5	5.00	3.50	-	1.50	7.10
5-6	5.00	3.50	-	1.50	8.60
6-7	5.00	4.50	-	0.50	9.10
7-8	5.00	10.20	-5.20	-	3.90
8-9	5.00	8.80	-3.80	-	0.10
9-10	5.00	6.50	-1.50	-	-1.40
10-11	5.00	4.10	-	0.90	-0.50
11-12	5.00	4.10	-	0.90	0.40
12-13	5.00	3.50	-	1.50	1.90
13-14	5.00	3.50	-	1.50	3.40
14-15	5.00	4.70	-	0.30	3.70
15-16	5.00	6.20	-1.20	-	2.50
16-17	5.00	10.40	-5.40	-	-2.90

Tableau IV-5. Détermination de la capacité de stockage du réservoir OUSSAMA. (suit, fin)

Heure	Apport %	Sortie %	Surplus %	Déficit %	Résidu %
17-18	5.00	9.40	-4.40	-	-7.30
18-19	5.00	7.30	-2.30	-	-9.60
19-20	5.00	1.60	-	3.40	-6.20
20-21	5.00	1.60	-1.60	3.40	-2.80
21-22	5.00	1.00	-1.00	4.00	1.20
22-23	0.00	0.60	-0.60	-	0.60
23-24	0.00	0.60	-0.60	-	0.00
Total	100.00	100.00	-	-	-

D'après le tableau ci-dessous :

$$P (\%) = |-9.60| + |+9.10| = 18.70 \%$$

$$V_{max} = 18.70 \times (495.59 / 100) = 92.67 m^3$$

$$V_t = 92.67 + 120 = 212.67 m^3$$

La capacité du réservoir existants OUSSAMA est de 200 est insuffisante, il faut donc projeter un nouveau réservoir.

Les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Vmax (m)	Vt (m ³)	Hr (m)	Sr (m ²)	Dr (m)
92.67	212.67	4	53.16	9

IV.8. Conclusion

L'étude a montré que les réservoirs existant marquent une insuffisance pour satisfaire les besoins du village à l'horizon de 2050, pour cela on a envisagé de projeter 3 réservoirs d'une capacité de 500 m³, 100 m³ et 250 m³ pour couvrir le manque d'alimentation en eau potable.

Dans le chapitre suivant nous allons traiter le dimensionnement de la conduite d'adduction vers les nouveaux réservoirs ainsi que l'ancien réservoirs existant.

Chapitre V

(Adduction)

V.1. Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, elle est le transport d'eau à partir d'une source d'alimentation (puits, forage, barrage, ...) vers les réservoirs de stockage ou directement vers le réseau de distribution se fait à l'aide de canalisations soit par pompage, soit gravitaire soit mixte.

Le but de ce chapitre est de dimensionner la conduite d'adduction qui a été projeté à l'horizon 2051.

V.2. Choix du tracé

Dans le choix du tracé de la conduite d'adduction les principaux critères sont :

- Le tracé doit être le plus court possible entre les ouvrages.
- Des ventouses doivent être prévues au point haut pour évacuer l'air qui s'y accumule, pour des raisons économique et technique, on doit donc éviter le plus possible les contres pentes.
- Ce serait mieux de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau.

V.3. Différent types d'adductions

L'adduction est le transfert de l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution.

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- Adduction à écoulement gravitaire.
- Adduction à écoulement par refoulement.
- Adduction mixte.

❖ Dans notre étude, les adductions existantes et projetée sont à :

Adduction à écoulement par refoulement : Dans une adduction par refoulement, le point alimenté se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

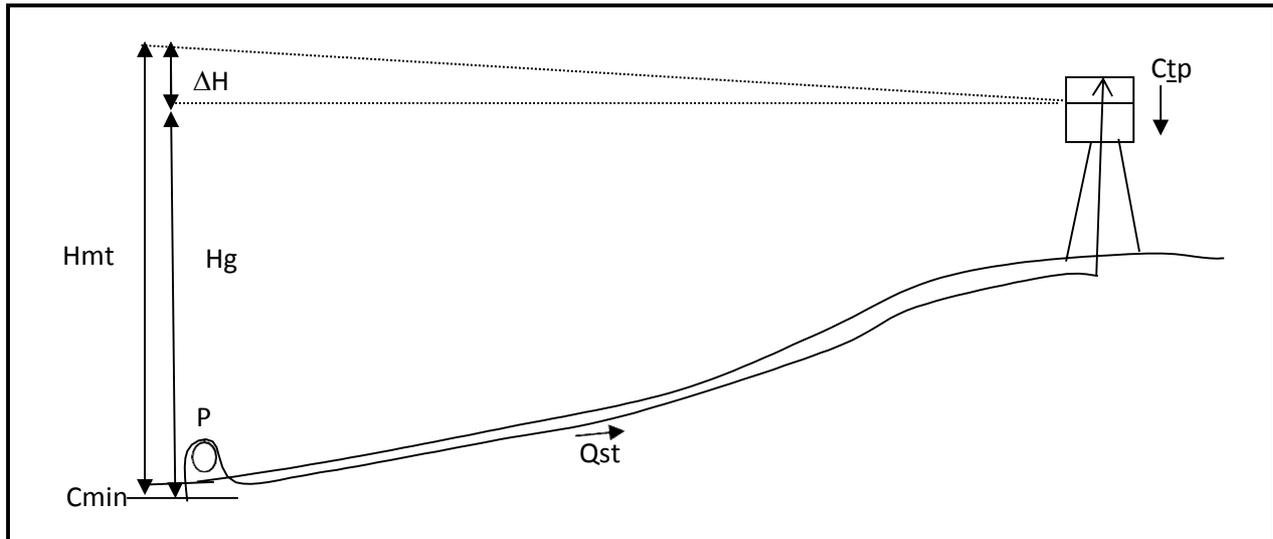


Figure V-1. Profil d'une adduction par pompage.

V.4. Description du schéma d'adduction

Le schéma d'adduction adopté actuellement est un système étagé, son consistance est comme suit :

- 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 refoulées vers le réservoir d'OUSSAMA et une autre quantité est acheminée gravitairement vers le réservoir de TARGUA OUZEMOUR.
- Le réservoir d'OUSSAMA assure lui aussi la distribution de son secteur et par une station de reprise une quantité d'eau est refoulées vers le réservoir d'ADRAR OUFERNOU qui assure lui-même la distribution de son secteur.

V.5. Choix des matériaux de canalisation

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 :**

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 maîtresse 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.

V.5.1. 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 [6].

V.6. Etude technico-économique des conduites

Le but de cette étude est de choisir le diamètre le plus économique, qui se base sur deux choses :

- Techniquement
- Les frais d'investissement

V.6.1. Calcul du diamètre économique

Dans notre cas pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation les deux formules approchées de BRESS et de BONNIN :

- **Formule de BONNIN :** $DN1 = \sqrt{Q}$ (5.1)

- **Formule de BRESS :** $DN2 = 1.5 \times \sqrt{Q}$ (5.2)

Avec :

- **Q :** débit à élever en (m³/s) ;
- **D_N :** Diamètre de la conduite (m).

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits linéaire (longueur de conduite 1Km).

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

V.6.2. Calcul de la vitesse

La vitesse sera calculée par la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi \times D^2} \quad (5.3)$$

Avec :

- **Q :** Débit (m³/s) ;
- **D :** Diamètre de la conduite (m) ;
- **V :** Vitesse d'écoulement (m/s).

V.6.3. Calcul des pertes de charge

V.6.3.1 Pertes de charge linéaires

L'écoulement est toujours turbulent et les parois doivent être considérées comme rugueuses (au sens de la mécanique des fluides). De très nombreuses études depuis le XIXe siècle ont été menées visant la détermination de la perte de charge en fonction du débit et de la section ; Les pertes de charge sont des pertes d'énergie hydraulique essentiellement dues à la viscosité de l'eau et au frottement de celle-ci contre les parois.

Elles ont pour conséquence :

- Une chute de pression globale au bas d'un réseau gravitaire,

- Une dépense d'énergie supplémentaire de pompage en refoulement.

La formule universelle de DARCY WESBACH donne :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (5.4)$$

Sachant que la formule de la continuité nous donne $Q = V \times S$

$$\text{Alors :} \quad \Delta H_l = \frac{8\lambda L}{\Pi^2 D^5} \frac{Q^2}{g} \quad (5.5)$$

- V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;
- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) ;
- I : gradient hydraulique en (m/m) ;
- Q : débit m³/s.

La détermination de λ a été affinée par les chercheurs successifs et la valeur la plus communément donnée est celle de **Colebrook** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2lg \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.52}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad (5.6)$$

Avec :

- Re : nombre de Reynolds = $\frac{VD}{\nu}$;
- k : paramètre lié à la rugosité de la paroi ;
- ν : viscosité cinématique de l'eau, à 20°C $\nu = 1.01 \times 10^{-6} m^2 / s$ [7].

Une autre étude a été faite par M^r **Nikuradsé** pour la détermination de λ , dont la formule de calcul est comme suit :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (5.7)$$

Avec :

- K : rugosité absolue des tuyaux neuf (pour l'acier on prend K égale à **0,1mm** (voir l'**annexe 2**).

V.6.3.2 Pertes de charge singulière

Les pertes de charge singulières sont provoquées par des accidents de parcours dus à des changements plus ou moins brusques dans la géométrie de la conduite ; la perte de charge est due au brassage du fluide, à la réorganisation de l'écoulement et elle s'exprime sans référence au nombre de Reynolds ou à la rugosité de la paroi. Bien que la singularité géométrique soit parfois très localisée comme par exemple un élargissement brusque de section, la réorganisation de l'écoulement se fait sur une longueur de l'ordre d'une dizaine du diamètre en aval. Cela pose une

convention à définir dans l'évaluation de la perte de charge par voie expérimentale pour atteindre une approche correcte du coefficient de perte de charge.

Les pertes de charges singulières en adduction seront estimées à 20 % des pertes de charges linéaires pour les conduites en fonte.

Pour notre cas on prendra $\Delta H_s = 0.20 * \Delta H_l$ (5.8)

V.6.4. Pertes de charge totale (H_t)

Elles représentent la somme des pertes de charges linéaires et perte de charge singulière.

Pour la fonte : $H_t = 1,20 \times \Delta H_l$ (5.9)

V.6.5. Hauteur manométrique totale :

La **HMT** d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mcl) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement.

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_t \quad (5.10)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique ;
- ΔH_t : Pertes de charge totales.

V.6.6. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (5.11)$$

Avec :

- η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=75\%$) ;
- Q : débit refoulé par la pompe en (m^3/s) ;
- g : pesanteur ($9.81 m/s^2$).

V.6.7. Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365 Kwh \quad (5.12)$$

Avec :

- t : c'est le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas $t = 24h$;

- **P** : puissance de la pompe en (**kW**).

V.6.8. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E * e \quad DA \quad (5.13)$$

Avec :

- **E** : énergie consommée par la pompe en (**KwH**) ;
- **e** : prix du kWh = 4,67 DA/KWh (fixé par la SONELGAZ).

Tableau V-1. Les périodes tarifaires en Algérie.

Périodes	Horaires	Nombre d'heure
		(H)
Heures pleines	06h-17h	11
Heures de pointes	17h-21h	4
Heures creuses	21h-06h	9

V.6.9. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = A \times Pu \times L \quad DA \quad (5.14)$$

Avec :

- **Pu** : prix de la conduite en (**DA**) ;
- **A** : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (5.15)$$

Avec :

i : Taux d'annuité annuel, **i = 8%** ;

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

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,089 = 8,9 \%$$

V.6.10. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (5.16)$$

Avec :

- **B_L** : Bilan (**DA**) ;

- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;
- F_{am} : Frais d'amortissement (DA).

V.7. Schéma directeur de l'adduction existante

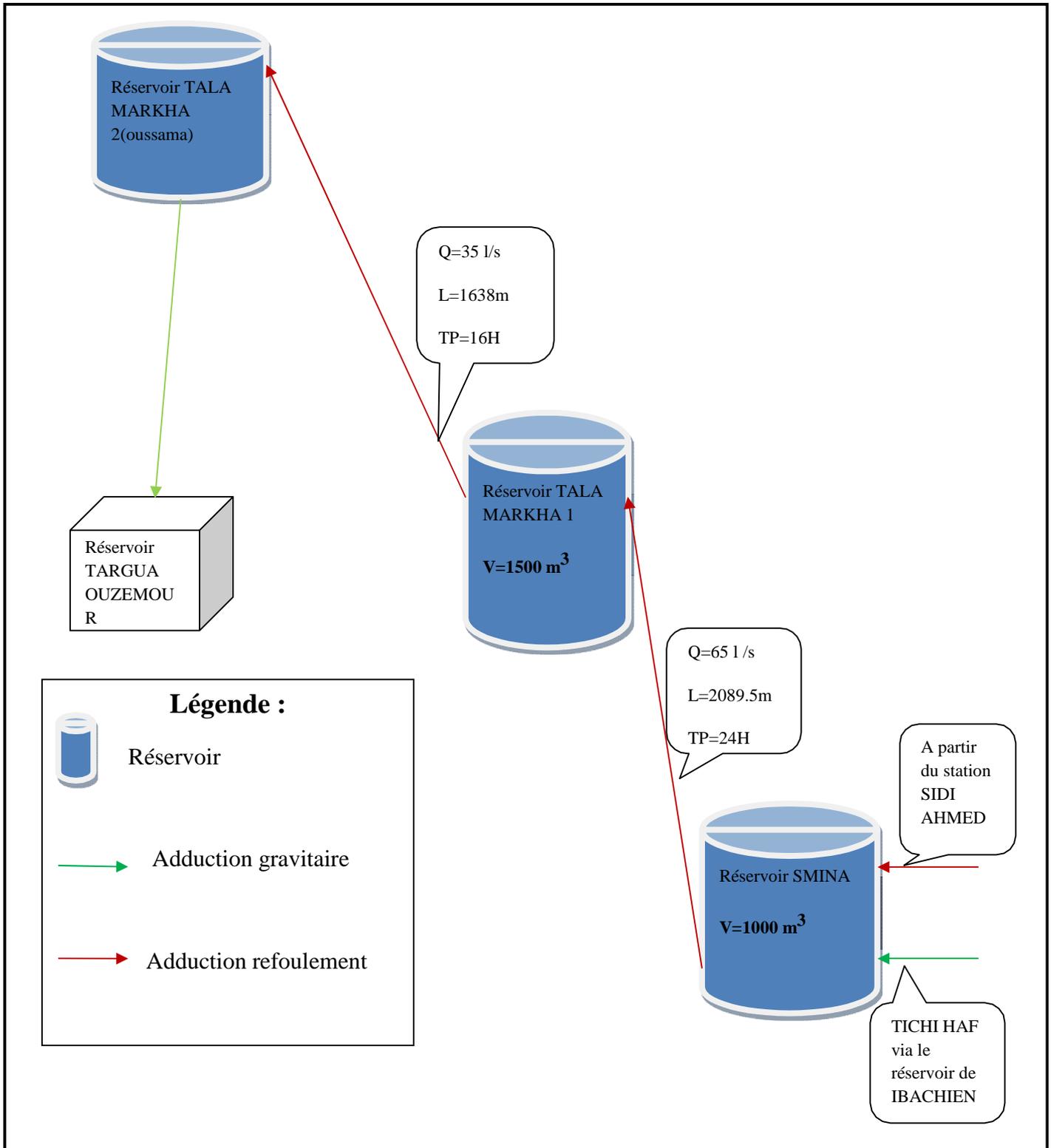


Figure V-2. Schéma d'adduction de la ville de TALA MARKHA.

V.8. Dimensionnement des différents tronçons d'adduction par refoulement

V.8.1. Tronçon SR SMINA - Réservoir TALA MARKHA

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

➤ Caractéristiques du tronçon

- $Q = 0.065 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur du tronçon = 2 089.50 m
- Niveau dynamique du plan de pompage = 111.18 m
- Cote d'arrivée : 185.33 m
- Hauteur géométrique : $H_g = 74.15 \text{ m}$

➤ Calcul du diamètre

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 BRESSE, ces formules sont données comme suit :

- La formule de BONIN : $DN1 = \sqrt{Q} = 0.254 \text{ m}$
- La formule de BRESSE : $DN2 = 1.5 \times \sqrt{Q} = 0.382 \text{ m}$

Avec :

- **D** : Diamètre de la conduite en mètre ;
- **Q** : Débit refoulé dans la conduite en m^3/s .

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 : **300mm** et **350mm**.

➤ Calcul de la hauteur manométrique totale

Tableau V-2. Calcul de la Hmt du tronçon SRS-RTM.

D (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_l	ΔH_t	Hmt
0.3	0.065	0.92	273267.3267	2098.5	0.017353	5.23	6.27	80.42
0.35	0.065	0.67	232178.2178	2098.5	0.017342	2.37	2.84	76.63

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Tableau V-3. Calcul des frais d'exploitation du tronçon SRS-RTM.

D (m)	Pa (kw)	E (kwh)	e (DA / kwh)	Fexp(DA)
0.3	68.3730	598947.4800	4.6700	2797084.7316
0.35	65.1508	570721.0080	4.6700	2665267.1073

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau V-4. Calcul des frais d'amortissement du tronçon SRS-RTM.

D (m)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	F am (DA)
0.3	9000,00	2098.5	0.089	1680898,50
0.35	10900,00	2098.5	0.089	2035754,85

➤ **Calcul du bilan**

Tableau V-5. Calcul du bilan du tronçon SRS-RTM.

D (m)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
0.3	2797084.7316	1680898,50	4477983,2316
0.35	2665267.1073	2035754,85	4701021,9573

D'après le bilan le diamètre économique est celui de **300 mm**, avec un bilan minimal de **4477983,2316 DA** et une vitesse de **0.92 m/s**.

V.8.2. Tronçon station reprise de TALA MARKHA I – réservoir TALA MARKHA II (OUSSAMA)

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

➤ **Caractéristiques du tronçon**

- $Q = 0.035 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur du tronçon = 1638 m
- Niveau dynamique du plan de pompage = 308.11 m
- Cote d'arrivée : 182 m
- Hauteur géométrique : $H_g = 126.11 \text{ m}$

➤ Calcul du diamètre

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 BRESSE, ces formules sont données comme suit :

- La formule de BONIN : $DN1 = \sqrt{Q} = 0.187 m$
- La formule de BRESSE : $DN2 = 1.5 \times \sqrt{Q} = 0.280 m$

Avec :

- **D** : Diamètre de la conduite en mètre ;
- **Q** : Débit refoulé dans la conduite en m^3/s .

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**.

➤ Calcul de la hauteur manométrique totale

Tableau V-6. Calcul de la Hmt du tronçon SRTM-RTM2.

D (m)	Q (m³/s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_l	ΔH_t	Hmt
0.2	0.035	1.11	222000	1638	0.0186	9.56	11.47	137.52
0.25	0.035	0.71	277500	1638	0.0177	2.97	3.56	129.67

➤ Calcul des frais d'exploitation

Tableau V-7. Calcul des frais d'exploitation du tronçon SRTM-RTM2.

D (m)	Pa (kw)	E (kwh)	e (DA / kwh)	Fexp(DA)
0.2	62.9566	367666.566	4.6700	1717002,9632
0.25	59.3629	346679.336	4.6700	1618992,4991

➤ Calcul des frais d'amortissement

Tableau V-8. Calcul des frais d'amortissement du tronçon SRTM-RTM2.

D (m)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	F am (DA)
0.2	5200,00	1638	0.089	758066,40
0.25	7400,00	1638	0.089	1078786,80

➤ Calcul du bilan

Tableau V-9. Calcul du bilan du tronçon SRTM-RTM2.

D (m)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
0.2	1717002,9632	758066,40	2475069,3632
0.25	1618992,4991	1078786,8023	2697779,3091

D'après le bilan le diamètre économique est celui de **200 mm**, avec un bilan minimal de **2475069,3663 DA** et une vitesse de **1.11 m/s**.

V.9. Equipement de l'adduction

V.9.1. Organes de sectionnement

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit, Nous citons : [8]

- **Robinet vanne à opercule** : est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne (**Figure V-3**).

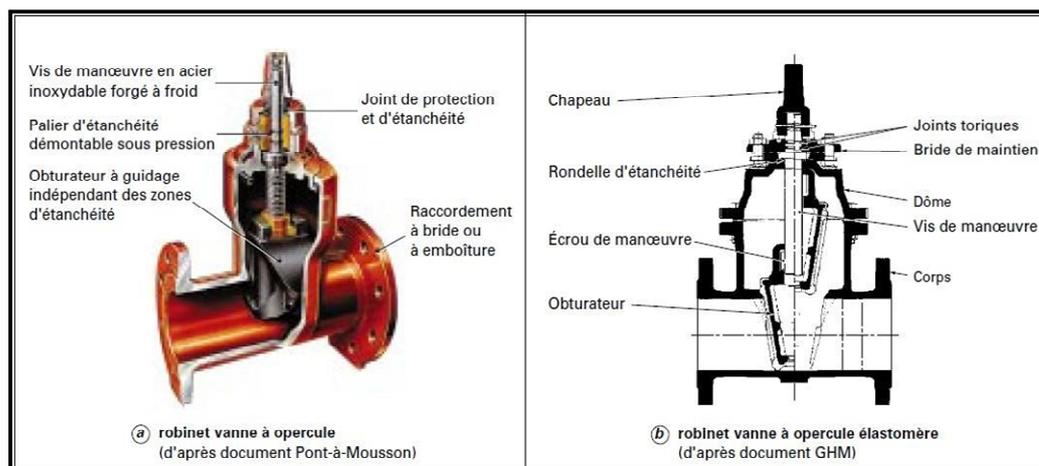


Figure V-3. Robinet vanne à opercule.

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

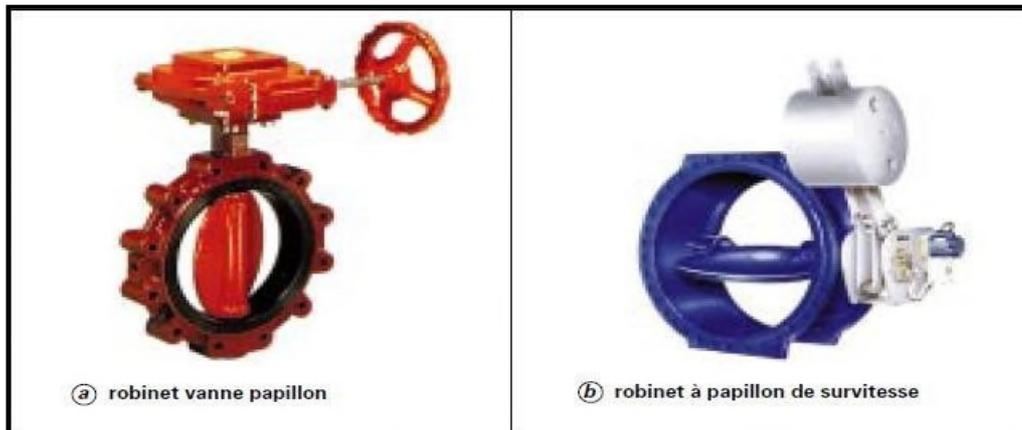


Figure V-4. Robinet vanne à papillon.

V.9.2. Organes de protection

- Placer aux points hauts des purges d'air et ventouses ;
- Placer aux points bas des vidanges ;
- Placer des butées aux angles et changement de direction ;
- Placer des clapets.

V.9.3. Purge

Servent à évacuer l'air présent dans l'eau, il est nécessaire de les installer lorsqu'il y'a des pointshauts sur le réseau. Elles peuvent être soit :

- Manuelles « vannes classiques »
- Automatiques « ventouses »

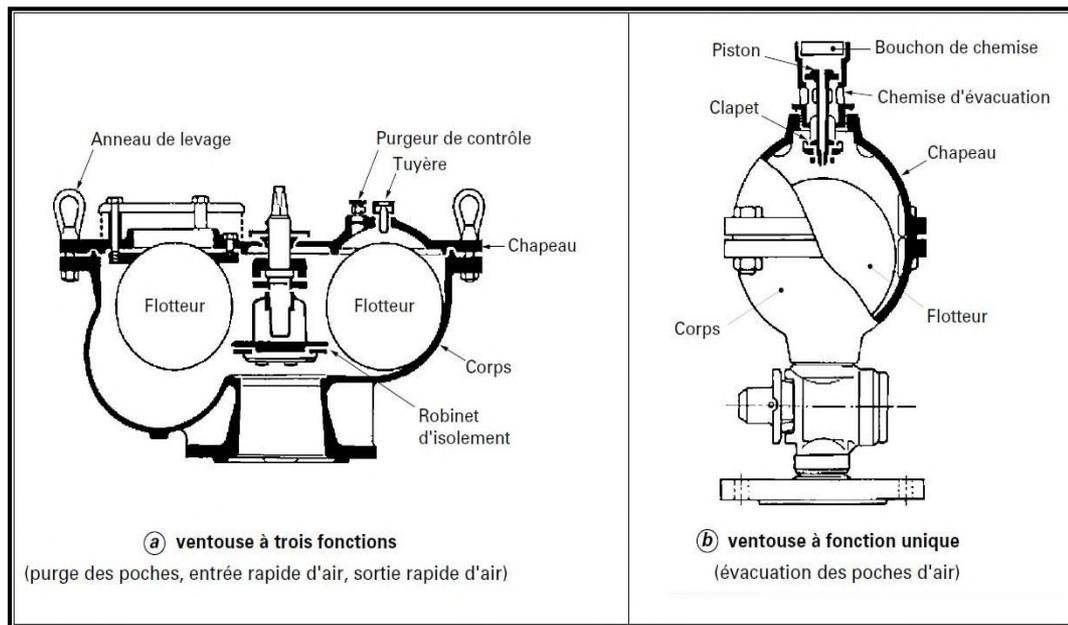


Figure V-5. Ventouse.

V.9.4. Les vidanges

Ces équipements sont simplement des vannes que l'on positionne à des points particuliers du réseau afin de pouvoir nettoyer si nécessaire. Ces points particuliers sont les points bas et les extrémités du réseau.

V.9.5. Les butées

L'hydrodynamique des écoulements en charge, stipule qu'à chaque changement de direction ou de diamètre, il y a apparition de nouvelles forces, qu'il faut absolument essayer d'équilibrer pour garantir la stabilité du système.

Nous sommes obligés de prévoir des « stabilisateurs ». Ces derniers, encore appelés « Butées » seront réalisés en béton ou en béton armé.



Figure V-6. Butée.

V.9.6. Clapet

Destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.

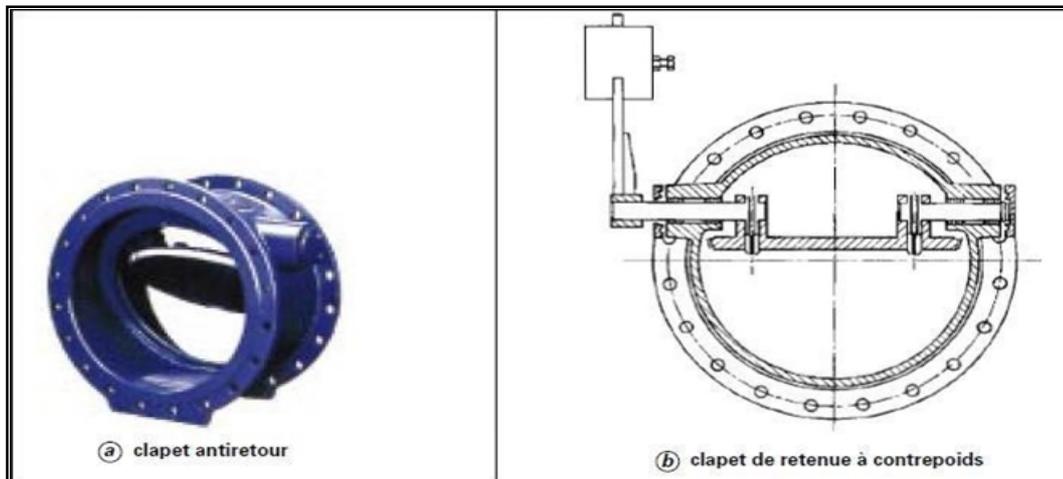


Figure V-7. Clapet anti retour.

V.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 pompage et l'amortissement.

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

(Les pompes)

VI.1. Introduction

Ce chapitre a pour but de l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des trois stations de pompage projetées le long de l'adduction.

Définition : Une pompe est un appareil d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique.

La pompe est entraînée par un moteur électrique, elle peut être une pompe à axe :

- Horizontal;
- Vertical;
- Oblique.

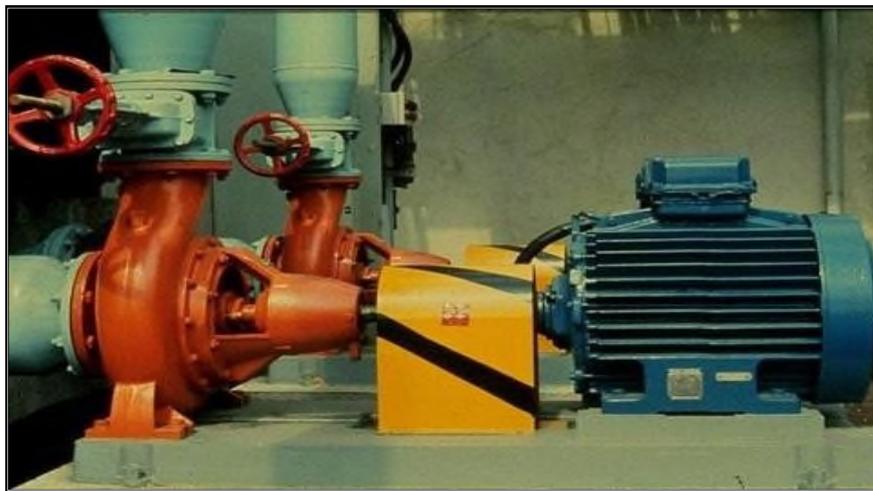


Figure VI-1. Pompe centrifuge à axe horizontale avec vannes d'isolement.

VI.2. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé (Q_{app}) et la hauteur manométrique totale appelé.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation (anticavitationnelle).
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Être fabriquée en série.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel **CAPRARI**, il nous aider de déterminer les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue.

VI.3. Classification des pompes

Il existe deux grandes catégories de pompes :

- Les turbopompes,
- Les pompes volumétriques.

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

Dans les **pompes volumétriques**, l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement).

❖ **Les turbopompes** : Ce sont les plus employées. On distingue :

- Les pompes centrifuges (à basse et haute pression) ;
- Les pompes hélices ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi-radiales, axiales).

❖ **Les pompes centrifuges** : Sont utilisées pour des hauteurs d'élévation importantes (plusieurs dizaines de mètres).

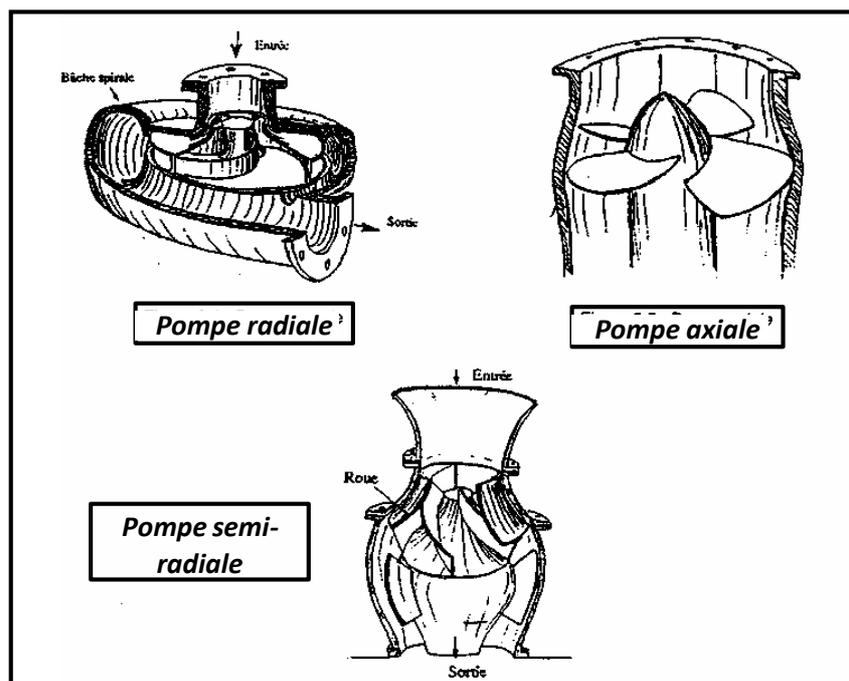


Figure VI-2. Classification des pompes.

VI.4. Caractéristiques hydrauliques des pompes

VI.4.1 Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances sont :

Pour une vitesse de rotation donnée, diamètre de la roue, au nombre de quatre :

❖ La courbes débit-hauteur ($H=f(Q)$) :

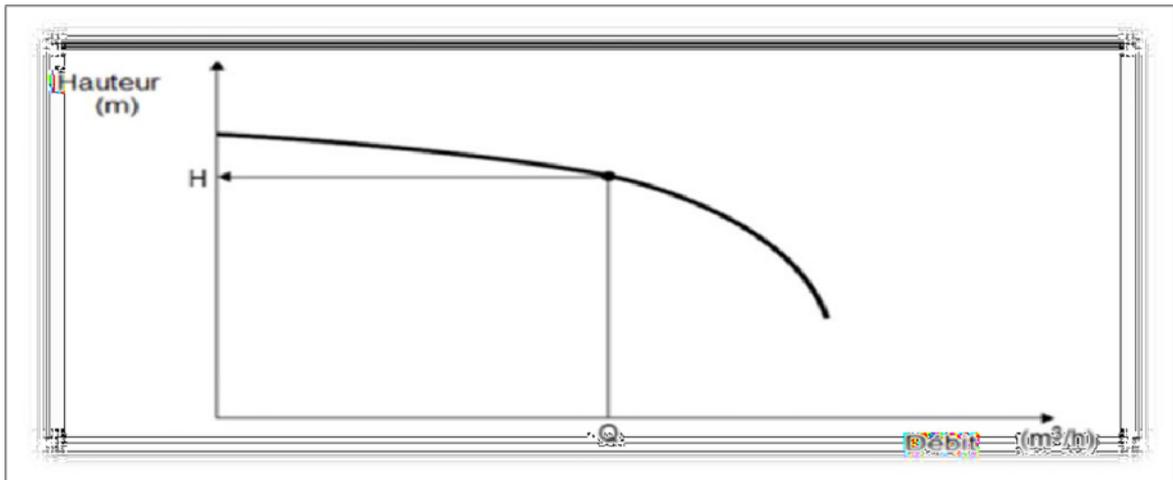


Figure VI-3. Courbe caractéristique hauteur en fonction du débit.

❖ La courbes du rendement ($\eta = f(Q)$) :

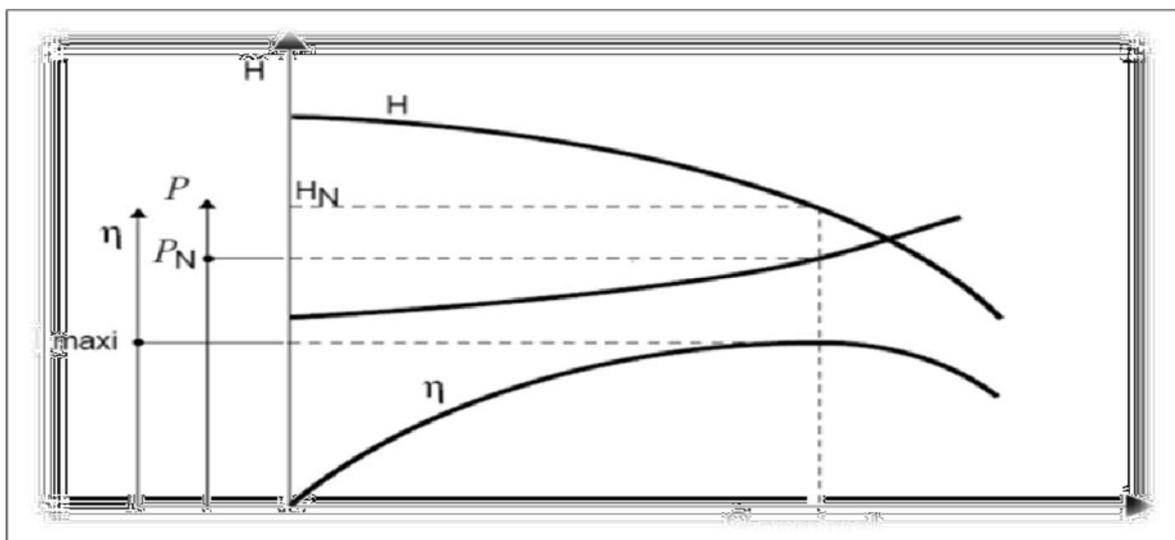


Figure VI-4. Courbes caractéristiques : rendement et puissance en fonction de débit.

❖ La courbes des (NPSH)_r pour différents débits ((NPSH)_r = f(Q)) :

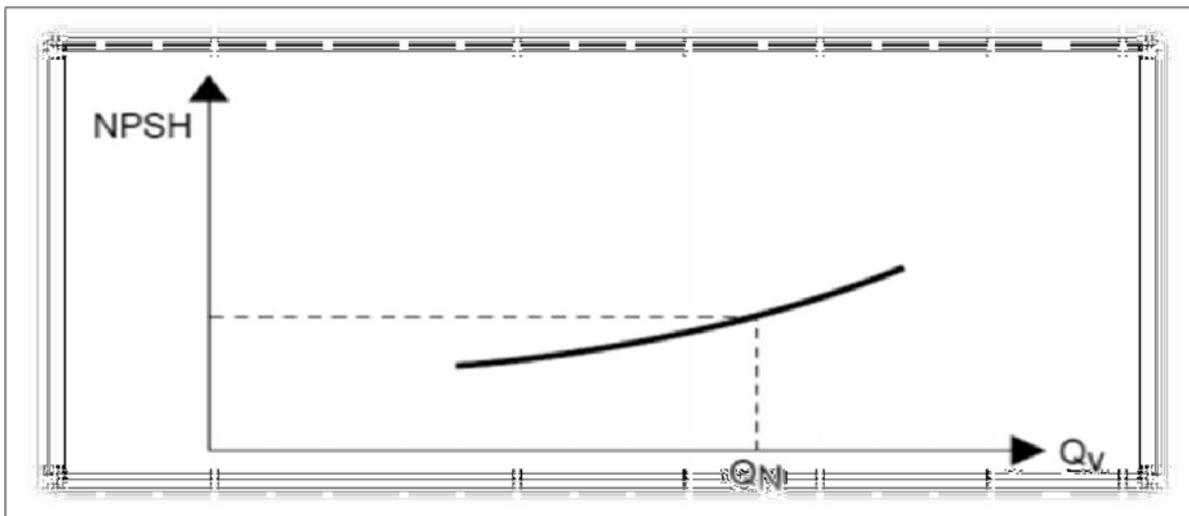


Figure VI-5. Courbes caractéristiques de NPSH en fonction de débit.

VI.4.2 Hauteur manométrique totale (H_{mt})

Le **H_{mt}** est calculé à partir de la somme de hauteur géométrique (**H_g**) et les pertes de charge à l'aspiration (**J_{asp}**) ainsi qu'au refoulement (**J_{ref}**). Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (6.1)$$

Avec :

- **H_{mt}** : La hauteur manométrique totale en (m);
- **H_g** : La hauteur géométrique en (m);
- **J_{asp}** : Pertes des charges à l'aspiration en (m);
- **J_{ref}** : Pertes de charge au refoulement en (m).

VI.4.3 Le débit (Q)

C'est le débit fourni par la pompe centrifuge et le volume refoulé pendant l'unité de temps, il s'exprime en (l/s).

VI.4.4 La vitesse de rotation (N)

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

VI.4.5 La puissance

On distingue deux types de puissance :

VI.4.5.1 La puissance absorbée par la pompe (P_a)

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (Kw). Sa loi est donnée par la formule suivante :

$$P_a = (g \times H_{mt} \times Q) / \eta \quad (6.2)$$

Avec :

- **P_a** : puissance absorbée par la pompe (Kw);
- **Q** : Débit refoulé par pompe (m^3/s);
- **η** : Rendement de la pompe en (%).

VI.4.5.2 La puissance utile (P_u)

C'est la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est donnée par la formule suivante :

$$P_u = g \times H_{mt} \times Q \quad (6.3)$$

VI.4.6 Le rendement (η)

C'est le rapport entre la puissance utile **P_u** et la puissance absorbée par la pompe **P_a** . On le calcule par les deux formules suivantes :

$$\eta = P_u / P_a \quad (6.4)$$

$$\eta = (Q \times g \times H_{mt}) / P_a \quad (6.5)$$

VI.4.7 Le point de fonctionnement d'une pompe

Il est défini comme étant le point d'intersection de la courbe « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ ». En particulier, dans le cas où le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications.

VI.4.7.1 Modification du temps de pompage

Il suffit de trouver un nouveau temps de pompage à partir de la formule suivante :

$$T' \times Q = T \times Q_1 \quad (6.6)$$

D'où :

$$T' = T \times Q_1 / Q \quad (6.7)$$

VI.4.7.2 Régulation par étouffement

La régulation par étouffement ou bien le vannage, consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q' . La valeur des pertes de charge s'exprime par la relation suivante :

$$h = H' - H_1 \quad (6.8)$$

Avec :

- h : perte de charge engendrée par le vannage (m);
- H_1 : la hauteur manométrique du point désiré (m);
- H' : la distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m).

Donc, la puissance absorbée par la pompe sera donnée par :

$$Pa = (g \times Q' \times H') / \eta \quad (6.9)$$

VI.4.7.3 Rognage de la roue

Le rognage intervient par la réduction du diamètre extérieur de la roue, ce qui entraîne une diminution de la hauteur d'élévation mais pour la même vitesse de rotation, on aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} \times \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (6.10)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.
- ❖ Le pourcentage de rognage (r) :

$$r = 1 - m(\%) \quad (6.11)$$

- ❖ La puissance absorbée par la pompe :

$$Pa = \frac{(g \times Q_1 \times H_1)}{\eta} \quad (Kw) \quad (6.12)$$

VI.4.7.4 Variation de la vitesse de rotation

La diminution de la vitesse de rotation entraîne la diminution du débit ainsi que la puissance absorbée. On trace la courbe iso-rendement ($H = aQ^2$) qui passe par l'origine et par le point $P1$ ($Q1, H1$) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P3$ ($Q3, H3$).

❖ La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times Q1/Q3 \quad (Tr / min) \quad (6.13)$$

❖ La puissance absorbée par la pompe :

$$Pa = \frac{(g \times Q1 \times H1)}{\eta} \quad (Kw) \quad (6.14)$$

VI.5. Couplage des pompes

Le bon fonctionnement d'une installation de pompage ne dépend pas seulement de la qualité des pompes, où plus généralement de la qualité des appareils qui la constituent, mais aussi, et pour une très large part, de la façon dont l'installation a été conçue, puis réalisée et finalement exploitée [5].

VI.5.1 Couplage en série

Cas des pompes centrifuges multicellulaires.

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

❖ **Remarque :** Dans tous les cas, la hauteur résultant du couplage est inférieure à la somme des hauteurs créées pour chaque pompe fonctionnant seule sur la même canalisation.

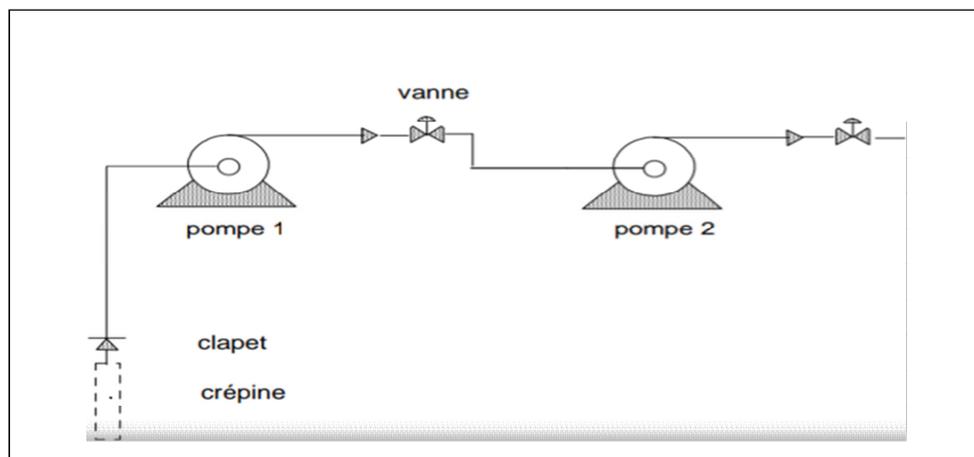


Figure VI-6. Schémas d'un couplage des deux pompes en série.

VI.5.2 Couplage en parallèle

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

- Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée **H** les débits abscisses de chaque groupe.

❖ **Remarque :** la somme des débits partiels < QTot Théorique.

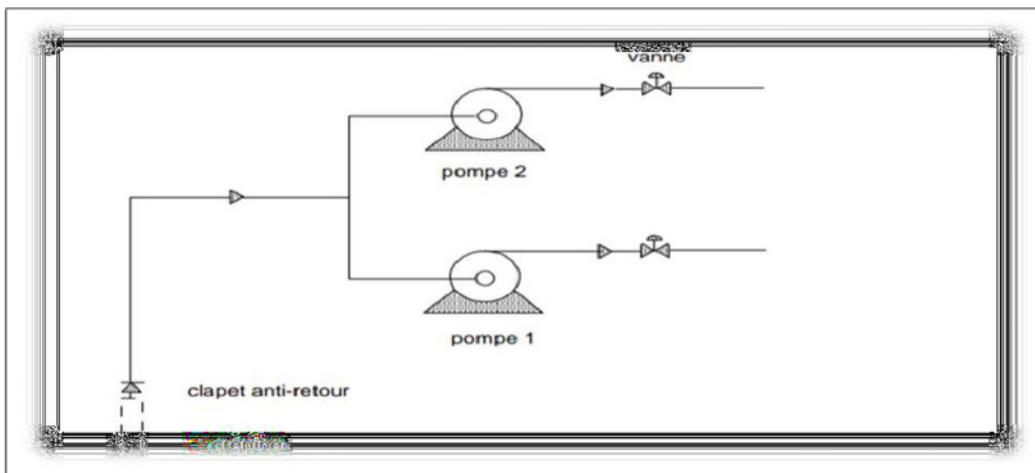


Figure VI-7. Schémas d'un couplage des deux pompes en parallèle.

VI.6. Etude de cavitation

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau qui décroît au niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point. A l'intérieur de la vanne atteint à ce point la valeur de la tension de vapeur par la température de l'eau.

La cavitation est occasionnée par un dégagement intense des gaz ou des vapeurs dans le liquide en écoulement dans ce cas l'homogénéité du liquide est détruite, il se produit des chocs vibrants accompagnés de diminution brutale de la hauteur créée et du rendement.

Pour éviter tout risque de la cavitation, la condition suivante doit être respectée:

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (6.15)$$

❖ **NPSH_d**: Charge nette d'aspiration disponible.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + J_a + T_v) \quad (6.16)$$

Où :

- $\frac{P_0}{\rho}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (**m**);
- H_a : Hauteur d'aspiration (**m**);
- J_a : Perte de charge à l'aspiration (**m**);
- h_v : Tension de vapeur (**m**).

Donc la **NPSHd** s'identifie à la caractéristique de la conduite d'aspiration.

❖ **NPSHr** : Charge nette d'aspiration requise

$$NPSH_r = \frac{P'}{\rho} - T_v \quad (6.17)$$

Où :

- $\frac{P'}{\rho}$: pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration.

La **NPSHr** est une courbe donnée par le constructeur n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche de l'intersection des courbes **NPSHd** et **NPSHr**.



Figure VI-8. Photo illustrant le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuges.

Dans notre étude on prend $T=20\text{ c}^\circ$. **Tableau (VI-1)**.

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

T (C°)	00	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Tv (m)	0.06	0.125	0.238	0.432	0.752	1.25	2.03	3.17	4.82	7.14	10.33

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

D'où :

$$\frac{P_{atm}}{\rho g} = 10.33 \text{ m} \quad (6.18)$$

$$\frac{P_v}{\rho g} = 0.24 \text{ m} \quad (6.19)$$

$$(NPSH)_d = 10.33 + Ha - \left(J_a + \frac{P_v}{\rho g} \right) \quad (6.20)$$

VI.7. Choix du type de pompe pour différentes stations

Pour les deux stations de reprises, nous avons choisi des pompes centrifuges. Chaque station doit être équipée en plus d'une pompe de secours.

VI.7.1 Station de reprise SR SMINA

VI.7.1.1 Caractéristiques de la conduite :

- $Q = 65 \text{ (l/s)}$
- $H_{mt} = 80.42 \text{ m}$
- $H_g = 74.15 \text{ m}$
- $D = 300 \text{ mm PN16}$

VI.7.1.2 Caractéristiques de la pompe choisie :

À partir du catalogue numérique **Caprari**, on opte pour une pompe centrifuge monocanal à axe horizontal de type (MEC-AZ 3/80B) (Annexe (3)), avec :

- $Q = 35.91 \text{ l/s}$
- $H = 81.8 \text{ m}$
- $PA = 38 \text{ Kw}$
- $(NPSH)_R = 4.41$
- $\eta = 77 \%$
- $N = 2950 \text{ tr/min.}$

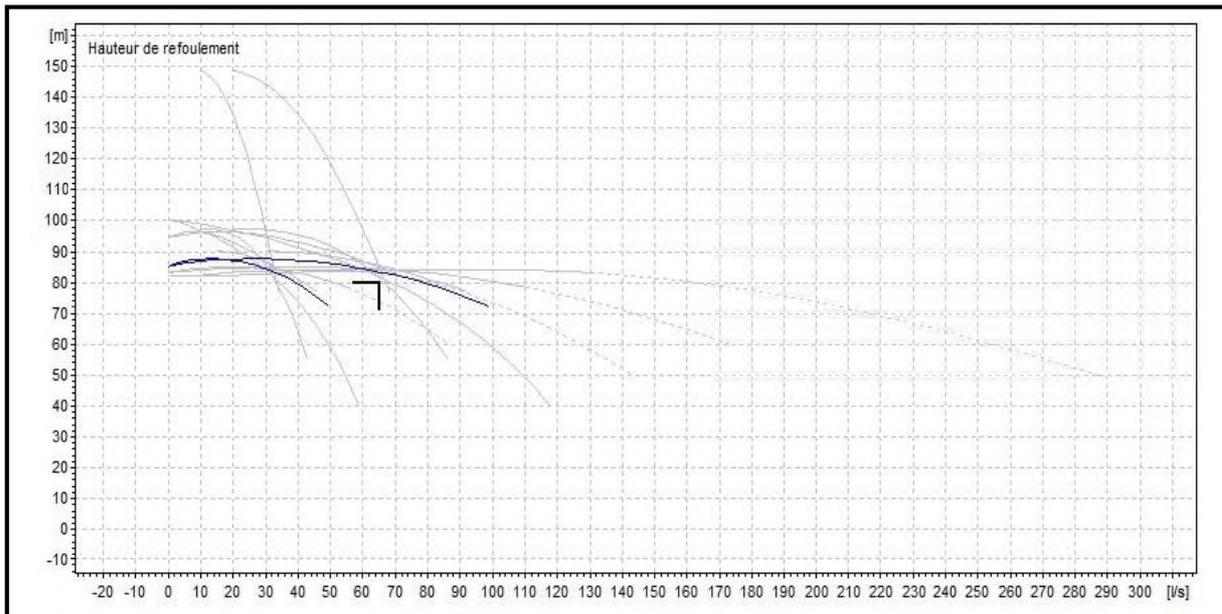


Figure VI-9. Courbe caractéristique de la pompe du la station SR SMINA (MEC-AZ 3/80B).

VI.7.1.3 Les caractéristiques de la pompe de type MEC-AZ 3/80B :

- Centrifuge monocanal à axe horizontal
- Palier de base à roulements à bain d'huile
- Corps extérieur : en fonte
- Roue : en fonte
- Arbre : en acier au carbone protégé, au niveau de la garniture, par une bague d'usure interchangeable
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement

VI.7.1.4 Données techniques / Caractéristiques :

- $Q = 35.91 \text{ l/s}$
- $H = 81.8 \text{ m}$
- $n. \text{ poles} = 2$
- Fréquence = 50 Hz
- Monophasé / Triphasé = 3~
- Puissance moteur P2 = 45 kW
- Tension = 400 V
- Diamètre refoulement = DN80 1600kPa
- Raccord d'aspiration = DN100 1600kPa

Remarque : On opte pour l'installation des deux pompes, une pour refoulement et l'autre pompe de secours. Ces pompes sont identiques de type MEC-AZ 3/80B (Annexe (3)).

VI.7.1.5 Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement de la pompe du SR SMINA [catalogue CAPRARI] est de :

- $Q1 = 35.91 \text{ l/s}$,
- $H1 = 81.8 \text{ m}$.

Le point de fonctionnement désiré de la pompe du SR SMINA est de :

- $Q2 = 65 \text{ l/s}$,
- $H2 = 80.42 \text{ m}$.

Remarque : D'après la **figure (VI-9)**, le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications.

VI.7.1.6 Ajustement du point de fonctionnement

On remarque que le débit disponible est inférieur au débit recherché, alors pour l'ajuster, on doit modifier la courbe caractéristique de la pompe par :

❖ Changement de la vitesse de rotation

Addition du débit par augmentation de la vitesse de rotation :

- Le débit de fonctionnement est $Q1=35.91 \text{ l/s}$
- La vitesse de rotation du moteur est $N1 = 2950 \text{ tr/min}$
- Le débit visé est $Q2 = 65 \text{ l/s}$
- Quelle est la vitesse $N2$ qu'on devrait utiliser pour obtenir le débit visé ?

$$N_2 = N_1 \times (Q_2 / Q_1) = 2950 \times (65 / 35.91) = 5339 \text{ tr/min}$$

$$H_2 = (N_2/N_1)^2 \times H_1 = (5339/2950)^2 \times 81.8 = 267.93 \text{ m}$$

$$pa_1 = (Q_2 \times g \times H_1) / \eta = 221.87 \text{ kw}$$

❖ Rognage

Pour obtenir le rognage de la roue on garde la même vitesse de rotation (N), en utilisant les formules (4.10), (4.11) on aura :

$$m = \sqrt{\frac{Q_2}{Q_1}} = \sqrt{\frac{65}{35.9}} = 1.34$$

$$r = 1 - 1.34 = -0.34 \%$$

$$Pa = pa_1/m = 221.87/1.34 = 165.57 \text{ kw}$$

❖ **Modifier la courbe caractéristique de la conduite par vannage**

Les pertes de charge créées par la vanne d'étouffement sont :

$$hv = H' - H_{mt} \quad ; \quad hv = H' - H_1 = 81.8 - 80.42 = 1.38 \text{ m.}$$

Les coordonnées du point $(H', Q1)$ sont : $hv = 1.38 \text{ m}$, $Q_2=65 \text{ l/s}$ et $\eta = 77 \%$.

La puissance absorbée sera :

$$Pa_2 = (g \times H' \times Q_1)/\eta = (9.81 \times 81.8 \times 0.0359)/0.77$$

D'où : $Pa_2 = 67.73 \text{ kw}$

❖ **Temps de pompage**

Dans notre cas Le temps de pompage durant la journée est déjà 24h pour la SR SMINA, donc on ne peut pas augmenter le temps de pompage.

VI.7.1.7 Bilan énergétique

$$E = Pa \times t \times 365$$

- *Changement de la vitesse de rotation : $E = 1943581.2 \text{ kw/h.}$*
- *Rognage : $E = 1450393 \text{ kw/h.}$*
- *Vannage : $E = 327624 \text{ kw/h.}$*

Donc, nous résulteront au Modification de courbe caractéristique de la conduite par vannage correspond au bilan : $E = 327624 \text{ kw /h.}$

VI.7.1.8 Etude de la cavitation

On fixe : $H_a = 1 \text{ m}$; $\Delta H_a = 0 \text{ m.}$

D'où :

- **H_a** : hauteur d'aspiration en (m) ;

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

Avec : $(NPSH)_r = 4.41 \text{ m}$

En appliquant la relation (4.20) ci-dessus, on aura :

$$(NPSH)_d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09 \text{ m}$$

D'où : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe **ne cavite pas**.

VI.7.2 Type de pompe pour la station de reprise TALA MARKHA

VI.7.2.1 Caractéristiques de la conduite :

- $Q = 35 \text{ (l/s)}$
- $H_{mt} = 137.52 \text{ m}$
- $H_g = 126.11 \text{ m}$
- $D = 200 \text{ mm PN16}$

VI.7.2.2 Caractéristiques de la pompe :

À partir du catalogue numérique **CAPRARI**, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions a axe horizontale type (**PM 100/8A**) (Annexe (4)), avec :

- $Q = 18.9 \text{ l/s}$
- $H = 139 \text{ l}$
- $PA = 34 \text{ Kw}$
- $(NPSH)_R = 1.92$
- $\eta = 75.9 \%$
- $N = 1450 \text{ tr /min}$

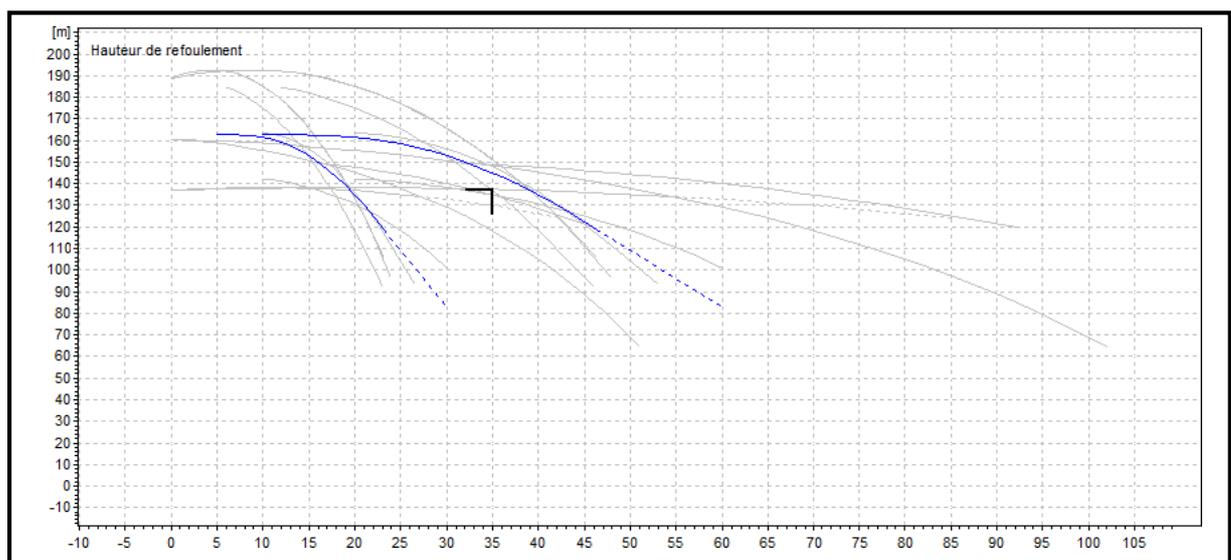


Figure VI-10. Courbe caractéristique de la pompe SR TALA MARKHA (PM 100/8A).

VI.7.2.3 Les caractéristiques de la pompe de type PM 100/ 8A :

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).

VI.7.2.4 Données techniques / Caractéristiques :

- $Q = 18.9 \text{ l/s}$
- $H = 139 \text{ m}$
- $n. \text{ poles} = 4$
- Fréquence = 50 Hz
- Monophasé / Triphasé = 3~
- Puissance moteur $P_2 = 37 \text{ kW}$
- Tension = 400 V

VI.7.2.5 Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement de la pompe du SR TALA MARKHA [catalogue CAPRARI] est de :

- $Q_1 = 18.9 \text{ l/s}$,
- $H_1 = 139 \text{ m}$.

Le point de fonctionnement désiré de la pompe du SR TALA MARKHA est de :

- $Q_2 = 35 \text{ l/s}$,
- $H_2 = 137.52 \text{ m}$.

Remarque : D'après la **figure (VI-10)**, le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications.

VI.7.2.6 Ajustement du point de fonctionnement

On remarque que le débit disponible est inférieur au débit recherché, alors pour l'ajuster, on doit modifier la courbe caractéristique de la pompe par :

❖ Changement de la vitesse de rotation

Addition du débit par augmentation de la vitesse de rotation :

- Le débit de fonctionnement est $Q_1 = 18.9$ l/s
- La vitesse de rotation du moteur est $N_1 = 1450$ tr/min
- Le débit visé est $Q_2 = 35$ l/s
- Quelle est la vitesse N_2 qu'on devrait utiliser pour obtenir le débit visé ?

$$N_2 = N_1 \times (Q_2 / Q_1) = 1450 \times (35 / 18.9) = 2729 \text{ tr/min}$$

$$H_2 = (N_2 / N_1)^2 \times H_1 = (2729 / 1450)^2 \times 139 = 492.36 \text{ m}$$

$$pa_1 = (Q_2 \times g \times H_1) / \eta = 218.13 \text{ kw}$$

❖ Rognage

Pour obtenir le rognage de la roue on garde la même vitesse de rotation (N), en utilisant les formules (4.10), (4.11) on aura :

$$m = \sqrt{\frac{Q_2}{Q_1}} = \sqrt{\frac{65}{35.9}} = 1.36$$

$$r = 1 - 1.36 = -0.36 \%$$

$$Pa = pa_1 / m = 218.13 / 1.36 = 160.39 \text{ kw}$$

❖ Modifier la courbe caractéristique de la conduite par vannage

Les pertes de charge créées par la vanne d'étouffement sont :

$$hv = H' - H_{mt} \quad ; \quad hv = H' - H_1 = 139 - 137.52 = 1.48 \text{ m.}$$

Les coordonnées du point (H' , Q_1) sont : $hv = 1.48$ m, $Q_2 = 35$ l/s et $\eta = 75.9 \%$.

La puissance absorbée sera :

$$Pa_2 = (g \times H' \times Q_1) / \eta = (9.81 \times 139 \times 0.0189) / 0.759$$

D'où : $Pa_2 = 33.95 \text{ kw}$

❖ 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 :

- Le débit de fonctionnement est $Q_1 = 18.9 \text{ l/s}$
- Le débit visé est $Q_2 = 2 \text{ l/s}$
- 20 h : Le temps de pompage durant la journée

$$T_2 = \frac{Q_1}{Q_2} \times T_1 = \frac{35}{18.9} \times 20 = 18.26 \text{ h} \approx 37 \text{ h (impossible)}$$

VI.7.2.7 Bilan énergétique

$$E = Pa \times t \times 365$$

- *Changement de la vitesse de rotation* : $E = 1592349 \text{ kw/h.}$
- *Rognage* : $E = 1170847 \text{ kw/h.}$
- *Vannage* : $E = 247835 \text{ kw/h.}$

Donc, nous résulteront au Modification de courbe caractéristique de la conduite par vannage correspond au bilan : $E = 247835 \text{ kw /h.}$

VI.7.2.8 Etude de la cavitation

On fixe : $Ha = 1 \text{ m}$; $\Delta Ha = 0 \text{ m.}$

D'où :

- **Ha** : hauteur d'aspiration en (m) ;
- **ΔHa** : perte de charge à l'aspiration en (m).

Avec : $(NPSH)_r = 1.92 \text{ m}$

En appliquant la relation (4.20) ci-dessus, on aura :

$$(NPSH)_d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09 \text{ m}$$

D'ou :

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe **ne cavite pas.**

VI.8. Conclusion

Dans ce chapitre, on a utilisé le catalogue numérique **CAPRARI** qui nous a assistés à choisir le type de pompe qui nous donnerais un meilleur rendement pour la station de reprise **SMINA** on a choisi la pompe centrifuge monocanal à axe horizontal de type (**MEC-AZ 3/80B**) et pour la station de reprise de **TALA MARKHA** on a choisi une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontale type (**PM 100/8A**).

Chapitre VII

(Distribution)

VII.1. Introduction

À partir du réservoir, l'eau est distribuée dans une canalisation sur laquelle des branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs [9].

VII.2. Type de réseau de distribution

En fonction de la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue les différents types de réseau de distribution comme suit:

VII.2.1. Réseau ramifié

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales leur inconvénient, c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privée d'eau [9].

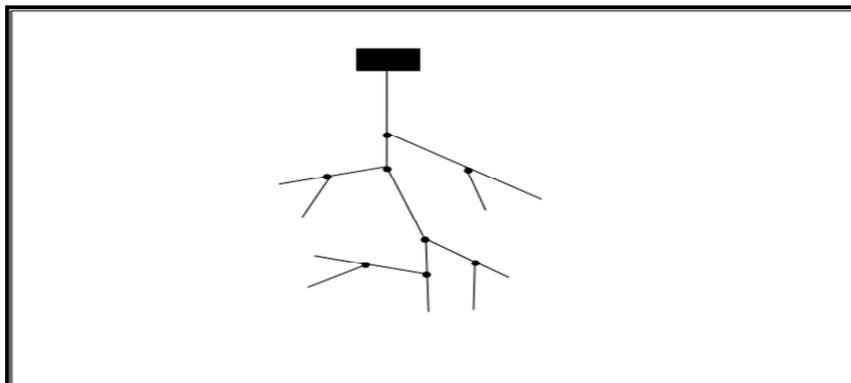


Figure VII-1. Réseau ramifié.

VII.2.2. Réseau maillé

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation [10].

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.

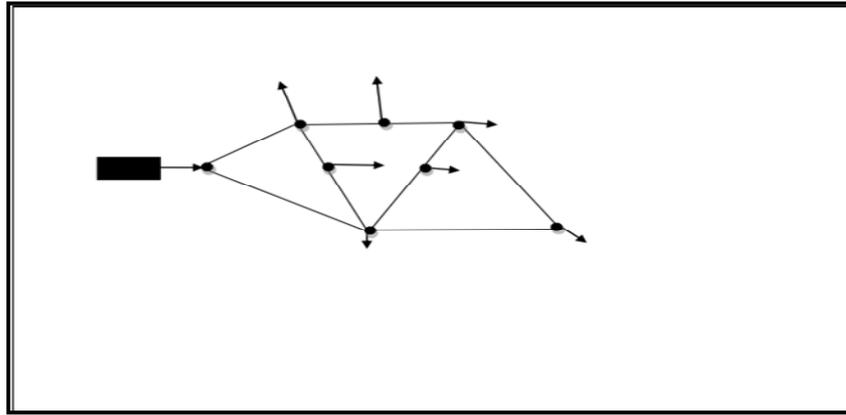


Figure VII-2. Un réseau maillé (Dupont, 1979).

VII.2.3. Réseau étagé

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes.

La distribution par le réservoir projeté donne de forte pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées).

L'installation d'un réservoir intermédiaire alimente par le premier, régularisé la pression dans le réseau.

VII.2.4. Réseau combiné

Est un réseau combiné entre le réseau ramifié et le réseau maillé. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre-ville.

VII.3. Choix du tracé

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

- Minimiser le nombre de passage difficile : traversée deux route, de ravine ...etc.
- Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux.
- Eviter les zones rocheuses : un tranché devra être creuse.
- Préférer les zones accessibles : le long du chemin existant (route...etc.)
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

VII.4. Choix de type de matériaux

Dans le but du bon choix du type de matériau, on prend en compte les paramètres suivants :

- 1) Le diamètre ;
- 2) La pression de service à supporter par le matériau ;
- 3) Les conditions de pose ;
- 4) Le prix de la conduite ;
- 5) La durée de vie du matériau ;
- 6) La disponibilité de ce dernier sur le marché.

VII.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution

La distribution avec un réservoir de tête est un système qui est caractérisé par deux cas :

- Cas de pointe ;
- Cas de pointe plus l'incendie.

Vu les caractéristiques de la zone et la valeur du débit de pointe on va procéder pour le cas de pointe.

VII.5.1. Débit de pointe

La plus grande consommation est enregistrée durant la journée, d'autre part, c'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution, il est donné par la relation :

$$Q_p = Q_{max.j} \times K_{max} h \quad (7.1)$$

Avec :

- Q_p : débit de pointe (l/s) ;
- $Q_{max.j}$: débit maximum journalier (m³/j) ;

$$K_{max} h = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (7.2)$$

- α_{max} : un coefficient qui dépend du niveau de vie ou de confort. ($1.2 < \alpha_{max} < 1.4$).
- β_{max} : coefficient du nombre d'habitant il se détermine à l'aide de tableau suivant :

Tableau VII-1. Représentation des valeurs de β max.

Nombre d'habitants $\times(10^3)$	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	1000
Valeurs de β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

$$\beta \max = 1.20$$

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta \max = 1.25 \times 1.20 = 1.50$$

$$\text{Donc: } Q_p = K_{\max h} \times Q_{\max.j} = 1.50 \times 96.363 = 144.544 \text{ l/s}$$

❖ Coefficients de variation horaire de distribution

Tableau VII-2. Coefficients de variation horaire.

Heures	Variation Débit Horaire %	Coefficient de variation horaire	Débit (l/s)	Débit de point horaire (l/s)
0-1	1,50	0,36	96.363	34.690
1-2	1,50	0,36	96.363	34.690
2-3	1,50	0,36	96.363	34.690
3-4	1,50	0,36	96.363	34.690
4-5	2,50	0,60	96.363	57.817
5-6	3,50	0,84	96.363	80.944
6-7	4,50	1,08	96.363	104.072
7-8	5,50	1,32	96.363	127.199
8-9	6,25	1,50	96.363	144.544
9-10	6,25	1,50	96.363	144.544
10-11	6,25	1,50	96.363	144.544
11-12	6,25	1,50	96.363	144.544
12-13	5,00	1,20	96.363	115.635
13-14	5,00	1,20	96.363	115.635

Tableau VII-2. Coefficients de variation horaire. (suit, fin)

Heures	Variation Débit Horaire %	Coefficient de variation horaire	Débit (l/s)	Débit de point horaire (l/s)
14-15	5,50	1,32	96.363	127.199
15-16	6,00	1,44	96.363	138.762
16-17	6,00	1,44	96.363	138.762
17-18	5,50	1,32	96.363	127.199
18-19	5,00	1,20	96.363	115.635
19-20	4,50	1,08	96.363	104.072
20-21	4,00	0,96	96.363	92.508
21-22	3,00	0,72	96.363	69.381
22-23	2,00	0,48	96.363	46.254
23-24	1,50	0,36	96.363	34.690

VII.5.2. Débit spécifique

C'est la quantité d'eau consommée par un mètre linéaire des conduites pendant une seconde, il est donné par la relation suivante :

$$Q_s = Q_p / \sum L_i \quad (7.3)$$

Avec:

- **Q_s** : débit spécifique (l/s.m) ;
- **Q_p** : débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: la somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

VII.5.3. Débit de route

Il se définit comme étant le débit répartis uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \quad (7.4)$$

Avec :

- Q_r : débit de route (l/s) ;
- L_{ij} : longueur du tronçon (i – j).

VII.5.4. Débit au nœud

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_c \quad (7.5)$$

Avec :

- Q_n : débit au nœud (l/s) ;
- $\sum Q_r$: Somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s) ;
- $\sum Q_c$: Somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

Tableau VII-3. Débits aux nœuds du secteur SMINA.

ID Nœud	Altitude (m)	Demande de Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 01e	63.50	2.142	105.48	41.98
Nœud 18	75.00	1.177	104.09	29.09
Nœud 20	78.29	0.996	103.17	24.88
Nœud 27	77.88	0.902	102.26	24.38
Nœud 27a	72.70	0.475	101.90	29.20
Nœud N6	59.00	0.206	105.45	46.45
Nœud N13	48.00	0.842	105.31	57.31
Nœud N14	37.50	0.555	105.28	67.78
Nœud 19	72.00	0.070	104.02	32.02
Nœud 21	60.69	0.796	103.25	42.56
Nœud 22	83.22	0.423	102.89	19.67
Nœud 23	82.23	0.480	102.51	20.28
Nœud 24	31.26	1.189	102.21	70.95
Nœud 33	42.48	0.598	98.34	55.86
Nœud 35	48.96	0.179	98.32	49.36
Nœud 34	42.99	0.237	98.18	55.19
Nœud 34a	47.23	0.209	98.14	50.91
Nœud 30	37.00	1.458	98.70	61.70
Nœud 36	37.33	0.329	98.05	60.72
Nœud 39	43.52	0.475	97.12	53.60
Nœud 40	42.93	0.051	97.10	54.17
Nœud 41	40.32	0.309	96.99	56.67
Nœud 37	38.31	0.175	97.79	59.48

Tableau VII-3. Débits aux nœuds du secteur SMINA. (suite)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande de Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 45	46.48	0.154	96.94	50.46
Nœud 60	46.21	0.992	96.51	50.30
Nœud 48	53.39	0.018	96.68	43.29
Nœud 59	48.86	1.192	96.43	47.57
Nœud 50	61.73	0.123	96.59	34.86
Nœud 49	54.89	0.775	96.62	41.73
Nœud 46	52.35	0.154	96.71	44.36
Nœud 55	51.91	0.336	96.40	44.49
Nœud 56	54.85	0.184	96.18	41.33
Nœud 57	56.85	0.901	95.86	39.01
Nœud 58	58.88	0.175	96.06	37.18
Nœud 58a	61.44	0.160	96.04	34.60
Nœud 64	36.89	0.094	97.88	60.99
Nœud 75	38.31	0.521	96.61	58.30
Nœud 77	45.08	0.574	95.90	50.82
Nœud 76	46.25	0.396	96.58	50.33
Nœud 72	46.48	0.235	97.18	50.70
Nœud 71	44.80	0.218	97.23	52.43
Nœud 73	43.67	0.585	96.58	52.91
Nœud 94	64.80	1.319	94.25	29.45
Nœud 95	68.32	0.201	93.74	25.42
Nœud 96	71.74	0.185	93.71	21.97
Nœud 102	67.50	0.198	90.21	22.71
Nœud 110	64.00	0.642	88.91	24.91
Nœud 78	48.21	0.119	95.63	47.42
Nœud 80	58.30	0.511	94.60	36.30
Nœud 83	64.36	0.285	94.67	30.31
Nœud 85	72.34	0.348	94.84	22.50
Nœud 88	77.34	0.219	94.79	17.45
Nœud 84	63.97	0.354	94.51	30.54
Nœud 98	71.33	1.302	90.60	19.27
Nœud 99	73.08	0.340	90.46	17.38
Nœud 100	71.53	0.026	90.56	19.03
Nœud 101	71.53	0.144	90.54	19.01
Nœud 113	72.88	0.227	88.86	15.98
Nœud 114	73.37	0.297	88.76	15.39
Nœud 111	52.96	0.250	88.66	35.70
Nœud 112	52.96	0.174	88.64	35.68
Nœud 117	41.78	1.031	88.40	46.62
Nœud 119	46.16	0.745	88.34	42.18
Nœud 126	47.20	0.831	87.58	40.38
Nœud 130a	66.84	1.634	87.06	20.22
Nœud 108	50.00	0.137	89.24	39.24

Tableau VII-3. Débits aux nœuds du secteur SMINA. (suite)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande de Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 104	60.24	0.163	89.94	29.70
Nœud 105	60.24	0.156	89.92	29.68
Nœud 106	52.00	0.393	89.38	37.38
Nœud 107	52.00	0.145	89.37	37.37
Nœud 109	50.00	0.150	89.23	39.23
Nœud 103	67.50	0.530	89.72	22.22
Nœud 34b	45.19	0.352	98.07	52.88
Nœud 34d	43.02	0.268	98.00	54.98
Nœud 34c	45.58	0.209	98.04	52.46
Nœud 38	37.90	0.163	97.77	59.87
Nœud 51	66.00	1.136	96.40	30.40
Nœud 52	73.00	0.189	96.29	23.29
Nœud 54	62.50	0.374	96.11	33.61
Nœud 58b	70.36	0.342	96.00	25.64
Nœud 58c	75.87	0.414	95.76	19.89
Nœud 47	44.37	0.598	96.01	51.64
Nœud 79	45.50	0.448	95.33	49.83
Nœud 82	44.37	1.022	94.14	49.77
Nœud 65	36.89	0.238	97.83	60.94
Nœud 66	36.23	0.084	97.74	61.51
Nœud 67	36.23	0.203	97.70	61.47
Nœud 68	36.20	0.076	97.61	61.41
Nœud 69	36.20	0.218	97.57	61.37
Nœud 89	72.50	0.445	94.49	21.99
Nœud 86	71.00	0.442	95.33	24.33
Nœud 127	47.95	0.084	87.57	39.62
Nœud 128	48.91	0.135	87.56	38.65
Nœud 131	56.12	0.213	87.57	31.45
Nœud 120	56.53	0.375	88.31	31.78
Nœud 28	45.00	2.082	100.12	55.12
Nœud 130b	76.82	0.324	86.94	10.12
Nœud 87	61.00	0.228	95.29	34.29
Nœud 27b	78.49	0.207	102.22	23.73
Nœud 42	44.03	0.202	97.05	53.02
Nœud 43	44.03	0.247	97.00	52.97
Nœud 56b	54.00	0.054	96.14	42.14
Nœud 56a	52.28	0.347	95.99	43.71
Nœud 58d	77.32	0.234	95.95	18.63
Nœud 58'	58.48	0.107	96.05	37.57
Nœud 52b	75.00	0.156	96.26	21.26
Nœud 52a	75.00	0.070	96.28	21.28
Nœud 52d	77.00	0.211	96.23	19.23
Nœud 52c	77.00	0.099	96.27	19.27

Tableau VII-3. Débits aux nœuds du secteur SMINA. (suite, fin)

ID Nœud	Altitude (m)	Demande de Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 57a	70.95	1.193	95.97	25.02
Nœud 56c	54.11	0.058	96.11	42.00
Nœud 130	64.52	0.088	87.06	22.54
Nœud 70	35.51	0.176	97.33	61.82
Nœud 19'	78.00	0.937	103.66	25.66
Nœud 23a	82.23	0.547	102.35	20.12
Nœud N8	71.50	0.271	105.26	33.76
Nœud N9	78.00	0.101	105.26	27.26
Nœud N10	42.50	0.272	105.17	62.67
Nœud N11	77.50	0.442	104.87	27.37
Nœud N12	45.00	0.190	105.14	60.14
Nœud 129	50.90	0.327	87.55	36.65
Nœud 115	85.51	0.596	88.82	3.31
Nœud 44	44.84	0.223	97.05	52.21
Nœud 53	78.00	0.068	96.27	18.27
Réservoir RES	107.00	-	108.57	1.57

VII.6. Modélisation du réseau par logiciel EPANET

EPANET est un logiciel servant à l'analyse de systèmes de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression "conduites" [11].

VII.6.1. Les étapes d'utilisation d'EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un réseau de distribution d'eau sont les suivantes [11] :

- Dessiner un réseau ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer la simulation ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

VII.6.2. Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande et des réservoirs [11].

VII.7. Résultats après la simulation par logiciel EPANET

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres pour chaque arc 'conduite', nous pouvons demander à EPANET d'effectuer la simulation du réseau dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5 m/s – 1.5 m/s) pour chaque conduite.

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans la **figure (VII.3)**.

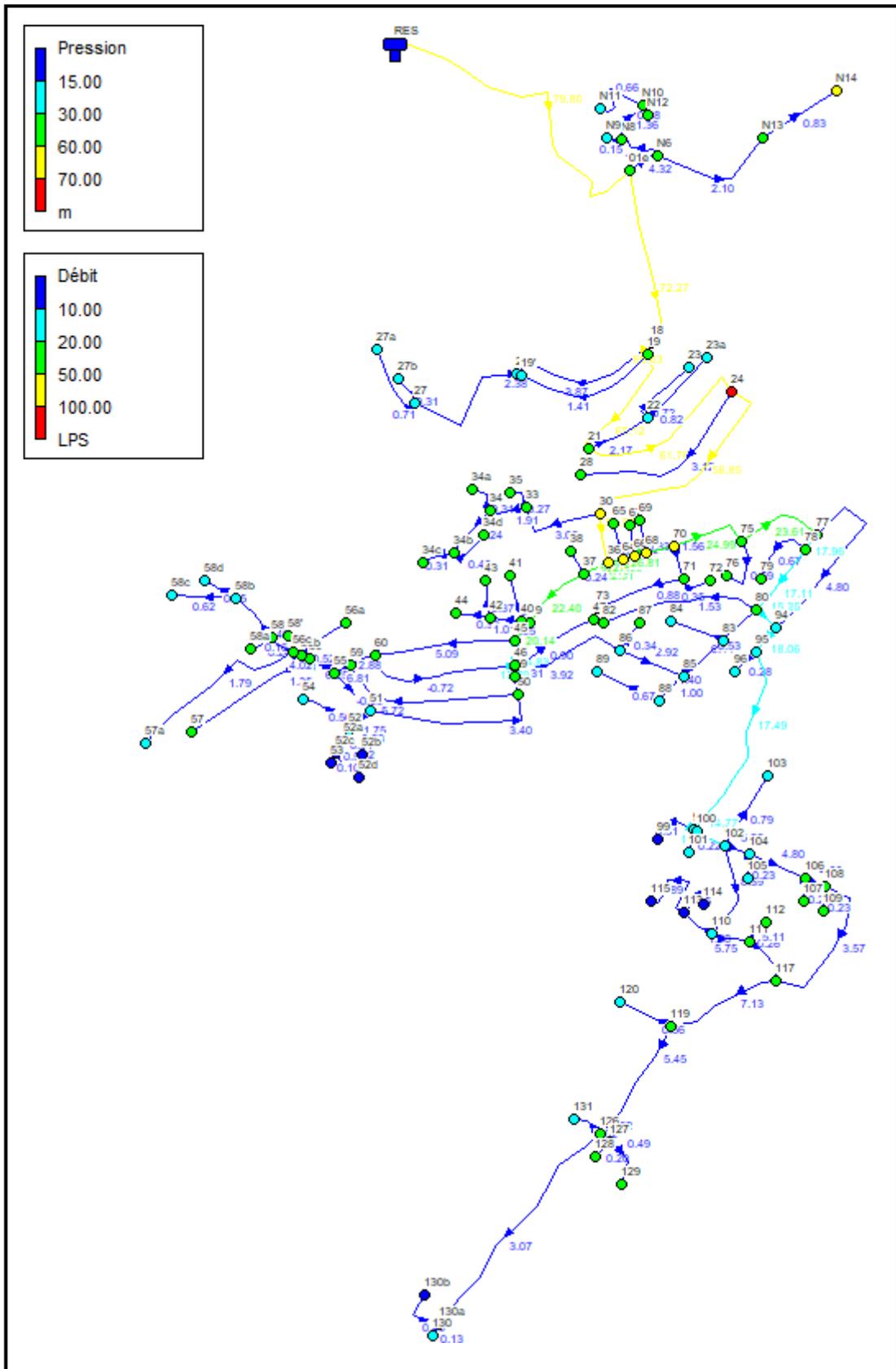


Figure VII-3. Schéma du réseau après la simulation.

Les résultats de simulation des tronçons sont présentés dans le **tableau (VII-4)** ci-dessous :

Tableau VII-4. Etat des conduites.

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre Intérieur (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)
Tuyau 01e-18	306.90	277.60	72.270	1.19	4.54
Tuyau 18-20	259.70	96.80	3.870	0.53	3.53
Tuyau 27-27a	123.90	38.00	0.710	0.63	16.18
Tuyau 01e-N6	53.68	100.00	4.320	0.55	3.69
Tuyau N13-N17	144.70	45.00	0.830	0.52	9.27
Tuyau 19-21	207.40	277.60	65.120	1.08	3.72
Tuyau 21-22	110.20	74.00	2.170	0.51	4.61
Tuyau 22-23	125.00	43.00	0.720	0.50	8.89
Tuyau 21-24	310.00	277.60	61.760	1.02	3.36
Tuyau 33-35	46.60	23.00	0.270	0.65	32.76
Tuyau 34-34a	54.37	25.00	0.310	0.64	28.74
Tuyau 30-36	85.85	220.40	51.580	1.35	7.65
Tuyau 39-40	13.19	62.00	1.550	0.51	5.92
Tuyau 40-41	80.58	30.00	0.460	0.66	23.80
Tuyau 36-37	45.51	176.20	24.290	1.00	5.61
Tuyau 45-60	234.20	135.00	7.110	0.50	2.10
Tuyau 48-60	258.70	84.00	0.840	0.15	0.43
Tuyau 50-59	310.60	145.00	2.580	0.16	0.23
Tuyau 48-49	14.20	141.00	11.690	0.75	4.30
Tuyau 45-46	40.27	141.00	13.770	0.88	5.86
Tuyau 55-56	48.00	110.20	6.250	0.66	4.54
Tuyau 56-57	234.80	55.00	1.350	0.57	8.37
Tuyau 58-58a	41.64	23.00	0.240	0.58	26.60
Tuyau 36-64	24.43	176.20	26.800	1.10	6.76
Tuyau 75-77	149.70	176.20	22.230	0.91	4.74
Tuyau 75-76	103.20	38.00	0.520	0.59	11.54
Tuyau 71-72	61.38	25.00	0.350	0.72	35.77
Tuyau 71-73	152.60	42.00	0.880	0.63	14.44
Tuyau 77-94	343.70	96.80	4.550	0.62	4.79
Tuyau 94-95	52.42	141.00	18.060	1.16	9.83
Tuyau 95-96	48.14	23.00	0.280	0.67	34.84
Tuyau 102-110	167.30	110.20	8.330	0.87	7.81
Tuyau 77-78	30.95	141.00	16.820	1.08	8.57
Tuyau 80-83	74.40	45.00	1.000	0.63	12.96
Tuyau 85-88	57.03	35.00	1.000	1.04	46.09
Tuyau 83-84	92.15	36.00	0.530	0.52	12.28
Tuyau 98-99	88.62	30.00	0.510	0.72	28.46
Tuyau 100-101	37.57	23.00	0.220	0.52	21.89
Tuyau 110-113	59.27	50.00	1.680	0.86	20.34

Tableau VII-4. Etat des conduites. (suit)

Tronçon	Longueur	Diamètre Intérieur	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
Tuyau 113-114	77.52	29.00	0.450	0.67	26.22
Tuyau 111-112	45.39	22.00	0.260	0.69	38.89
Tuyau 117-119	194.20	110.20	7.130	0.75	5.82
Tuyau 119-126	216.70	110.20	5.450	0.57	3.51
Tuyau 126-130a	425.90	88.00	3.070	0.50	3.69
Tuyau 117-108	268.70	95.00	3.570	0.50	3.33
Tuyau 104-105	40.74	21.00	0.230	0.68	40.11
Tuyau 106-107	37.73	20.00	0.220	0.69	44.77
Tuyau 108-109	39.17	20.00	0.230	0.72	47.69
Tuyau 102-103	138.20	35.00	0.790	0.83	30.09
Tuyau 30-33	155.90	79.20	3.080	0.62	6.28
Tuyau 34b-34d	69.95	28.00	0.400	0.65	25.82
Tuyau 34b-34c	54.39	25.00	0.310	0.64	28.74
Tuyau 37-38	42.58	20.00	0.240	0.78	55.72
Tuyau 51-52	49.39	40.00	1.750	1.39	68.43
Tuyau 52-54	97.38	35.00	0.560	0.58	15.66
Tuyau 58b-58c	107.90	38.00	0.620	0.55	12.53
Tuyau 46-47	156.00	42.00	0.900	0.65	15.05
Tuyau 78-79	116.90	30.00	0.670	0.95	47.85
Tuyau 80-82	266.30	50.00	1.530	0.78	17.11
Tuyau 64-65	62.01	23.00	0.360	0.86	55.87
Tuyau 66-67	52.84	24.00	0.300	0.67	33.43
Tuyau 68-69	56.93	26.00	0.330	0.62	25.52
Tuyau 88-89	116.00	36.00	0.670	0.66	18.80
Tuyau 85-86	115.20	96.80	4.300	0.58	4.30
Tuyau 126-127	22.00	45.00	0.820	0.51	8.99
Tuyau 127-128	35.28	20.00	0.200	0.64	39.19
Tuyau 126-131	55.52	23.00	0.320	0.77	45.35
Tuyau 119-120	97.63	31.00	0.560	0.75	28.99
Tuyau 24-28	323.00	79.20	3.120	0.63	6.45
Tuyau 24-30	380.00	220.40	56.850	1.49	9.22
Tuyau 130a-130b	84.49	29.00	0.490	0.74	30.85
Tuyau 86-87	59.45	36.00	0.340	0.56	19.12
Tuyau 27-27b	53.95	22.00	0.310	0.82	53.83
Tuyau 42-43	64.34	29.00	0.370	0.56	18.60
Tuyau 56b-56a	90.38	33.00	0.520	0.61	18.30
Tuyau 58b-58d	61.12	28.00	0.350	0.57	20.06
Tuyau 58-58'	27.86	20.00	0.160	0.51	25.48
Tuyau 52a-52b	40.76	20.00	0.230	0.74	51.32
Tuyau 52c-52d	54.99	24.00	0.320	0.70	35.39
Tuyau 56c-57a	310.90	63.00	1.790	0.57	7.16
Tuyau 58-58b	89.17	60.00	1.490	0.53	6.46

Tableau VII-4. Etat des conduites. (suit)

Tronçon	Longueur	Diamètre Intérieur	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
Tuyau 56-56b	14.04	110.20	4.630	0.49	2.58
Tuyau 51-55	87.60	40.00	0.810	0.10	18.30
Tuyau 50-51	296.20	85.00	4.260	0.60	5.30
Tuyau 39-45	40.18	176.20	21.520	0.88	4.45
Tuyau 130a-130	22.88	15.00	0.130	0.75	75.52
Tuyau 110-111	65.24	110.20	5.690	0.60	3.80
Tuyau 70-71	56.82	50.00	1.560	0.79	17.62
Tuyau 70-75	135.90	176.20	23.610	0.97	5.31
Tuyau 20-27	235.20	79.20	2.380	0.48	3.87
Tuyau 18-19	18.13	277.60	66.630	1.10	3.89
Tuyau 19-19'	244.20	50.00	1.410	0.72	14.53
Tuyau 22-23a	142.50	36.00	0.820	0.81	27.69
Tuyau N6-N8	70.61	60.00	1.910	0.68	10.37
Tuyau N6-N8	70.61	50.00	1.910	0.97	26.04
Tuyau N8-N9	26.43	18.00	0.150	0.60	38.87
Tuyau N8-N10	70.77	50.00	1.360	0.69	13.59
Tuyau N10-N11	115.10	35.00	0.660	0.69	21.39
Tuyau N10-N12	49.61	23.00	0.280	0.69	36.62
Tuyau N6-N13	219.60	69.00	2.100	0.56	6.10
Tuyau 80-94	47.18	141.00	15.490	0.99	7.33
Tuyau 34-34b	91.88	45.00	1.240	0.78	19.63
Tuyau 33-34	61.84	55.00	1.910	0.80	16.06
Tuyau 127-129	85.11	29.00	0.490	0.74	31.39
Tuyau 111-117	84.96	110.20	5.050	0.53	3.04
Tuyau 113-115	155.40	47.00	0.890	0.52	8.51
Tuyau 95-98	339.50	141.00	17.490	1.12	9.23
Tuyau 98-100	6.90	141.00	15.020	0.96	6.91
Tuyau 100-102	51.62	141.00	14.770	0.95	6.69
Tuyau 102-104	42.59	96.80	5.350	0.73	6.48
Tuyau 104-106	102.40	96.80	4.870	0.66	5.43
Tuyau 106-108	35.71	96.80	4.060	0.55	3.87
Tuyau 49-86	201.90	96.80	5.300	0.72	6.38
Tuyau 83-85	90.65	50.00	1.430	0.73	14.94
Tuyau 78-80	133.20	141.00	15.970	1.02	7.76
Tuyau 64-66	22.06	176.20	26.300	1.08	6.53
Tuyau 66-68	19.85	176.20	25.870	1.06	6.32
Tuyau 68-70	45.78	176.20	25.430	1.04	6.12
Tuyau 42-44	58.05	26.00	0.330	0.63	26.62
Tuyau 40-42	52.69	43.00	1.010	0.69	16.64
Tuyau 37-39	123.80	176.20	23.780	0.98	5.39
Tuyau 49-50	32.13	100.00	5.310	0.68	5.43
Tuyau 46-48	4.76	141.00	12.650	0.81	4.98

Tableau VII-4. Etat des conduites. (suit, fin)

Tronçon	Longueur	Diamètre Intérieur	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
Tuyau 52c-53	17.71	12.00	0.100	0.90	144.87
Tuyau 52a-52c	25.91	30.00	0.570	0.80	34.73
Tuyau 52-52a	18.30	30.00	0.910	1.28	84.47
Tuyau 60-59	44.16	60	2.88	1.02	22.40
Tuyau 59-55	31.62	120.00	6.810	0.60	3.49
Tuyau 56c-58	45.74	60	2.150	0.76	12.89
Tuyau 56b-56c	14.99	90.00	4.020	0.63	5.47
Tuyau RES-01e	558.40	277.20	79.800	1.32	5.54
	14,176.03				

VII.8. Conclusion

A travers ce chapitre, on a dimensionné le réseau de distribution du secteur SMINA qui est dont le type de réseau ramifié. A l'aide du logiciel **EPANET**, on a déterminé les paramètres hydrauliques tels que le débit, pression, les diamètres et les pertes de charge. Toute le réseau est dimensionné en **PEHD (PN10)**, les diamètres intérieurs sont compris entre **277.60 mm** et **12 mm**.

Conclusion

générale

Conclusion générale

A travers cette étude, nous avons présenté en premier lieu un aperçu général sur les insuffisances enregistrées sur le système d'alimentation en eau potable secteur SMINA de la ville de Bejaia.

Nous avons ciblé les différents problèmes constatés au niveau des réseaux (distribution et adduction), l'ouvrage de stockage et les ressources hydriques mobilisées sur le site de l'étude.

Les recommandations suivantes ont été proposées :

- Rénover la totalité du réseau de distribution avec des conduites en PEHD (PN10)
- La projection d'un nouveau réservoir de capacité suffisante et qui répond aux besoins de la population.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux différents horizons, nous avons constaté que ces besoins à long terme (2051) qui sont de (8325.774 m³/j) est bien loin d'être satisfaisant par rapport au débit journalier fourni par les ressources d'eau existantes dans la zone d'étude, par conséquent, on a un déficit de 5616 m³/j à combler. Dans le but d'y remédier, il a été préconisé de renforcer la chaîne d'alimentation en eau potable en augmentant le débit du réservoir de SMINA.

La construction d'un réservoir d'une capacité (1000 m³), qui pourra assurer une distribution d'eau en continu (24h/24h) sur la zone d'étude (secteur SMINA).

Le dimensionnement de réseau de distribution de secteur smina ville de Bejaia a été effectué avec le logiciel EPANET pour ajuster le réseau aux conditions de fonctionnement adéquates.

A la fin, on souhaite avoir trouvé les meilleures solutions nécessaires pour résoudre le problème de l'alimentation d'eau potable de secteur SMINA ville de Bejaia.

Bibliographie

- [1] **Site Internet**, (2021, 02 novembre), wikipedia,
<https://fr.wikipedia.org/wiki/B%C3%A9ja%C3%Afa/>.
- [2] **Site Internet**, (2021, 02 novembre), infoclimat,
<https://www.infoclimat.fr/climatologie/annee/2020/bejaia/valeurs/60402.html/>.
- [3] Données recueillies auprès du Bureau des études **COBA** et **EURL BOUDOUDA HYDRAULIQUE**.
- [4] **Bonin, J.**, Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions Eyrolles, Paris, 1982.
- [5] **Massinissa, A et Bougherza, A.**, Etude de la chaîne d'adduction de la commune de Sidi Khelifa à partir de la station de traitement d'Oued Athmania, Barrage Beni Haroune (W. Milla), Université Abderrahman Mira de Béjaïa, 2016 /2017.
- [6] **Site Internet**, (2021, 02 novembre), cours-genie-civil, [https:// www.cours-genie-civil.com/](https://www.cours-genie-civil.com/).
- [7] **Carlier, M.**, Hydraulique générale et appliquée, Editions Eyrolles, Paris, 1972.
- [8] **Iskounen, Y.**, Cours hydraulique AEP pour BTP v1, Algérie, 8 Décembre 2015.
- [9] **Cyril, G et Henri, G.**, Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales, Tome I, Paris 1985.
- [10] Catalogue **HYDROCHOC**.
- [11] **Abbas, M et Bakouche, H.**, Etude d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'Ighil Emda, Wilaya de Béjaïa. Mémoire fin d'étude, Master 2 hydraulique, option Hydraulique urbaine, Université Béjaïa, 85 pages, année 2019.

Annexes

Annexe 02 : Rugosité uniforme équivalente pour quelques types de matériaux.

Nature	Rugosité (en mm)
Tube de verre	$\sim 10^{-4}$
Tube en acier laminé neuf	$\sim 5 \cdot 10^{-4}$
Tube en acier laminé rouillé	0.15 à 0.25
Tube en acier laminé incrusté	1.5 à 3
Tube en acier soudé neuf	0.03 à 0.1
Tube en acier soudé rouillé	0.4
Tube en fer galvanisé	0.15 à 0.20
Tube de ciment lisse	0.3 à 0.8
Tube de ciment brut	jusqu'à 3

MEC-AZ 3/80B
Caractéristiques requises

Débit 65 l/s
 Hauteur de refoulement 80,4 m
 Fluide Eau potable
 Température 290 K
 Type d'installation Pompes identiques en parallèle
 N.be de pompes 3

Caractéristiques de la pompe

Débit 35,9 l/s
 Hauteur de refoulement 81,8 m
 Puissance absorbée 38 kW
 Rendement 77%
 Hauteur manométrique H(Q=0) 85 m Orif. de refoulement 80 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence 50Hz
 Tension nominale 400 V Vitesse nominale 2950 1/min
 Nombre de pôles 2
 Puissance nominale P245 kW
 Courant nominal - A Type de moteur 3- Classe d'isolation F
 Degré de protection IP 55

Limites opérationnelles

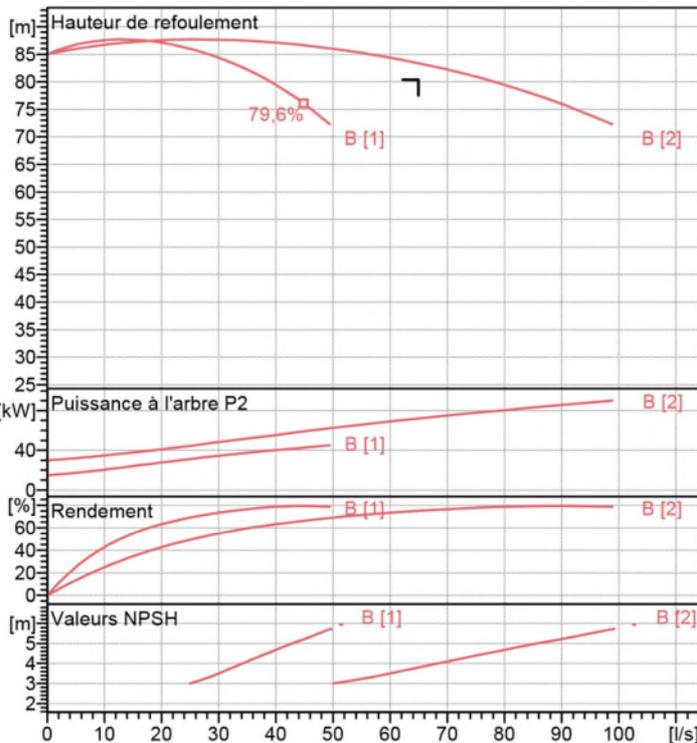
Démarrages / h max. 5
 Température maxi. du liquide pompé 363 K Teneur maximum en matières solides 40 g/m³
 Densité max. 998 kg/m³ Viscosité maxi. 1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids 487 kg

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Roue (04/80)	Fonte sphéroïdale
Arbre (...)	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Roulements a billes	Acier Fonte
Presse-Etoupe	Tresse graphitée
Etoupe	

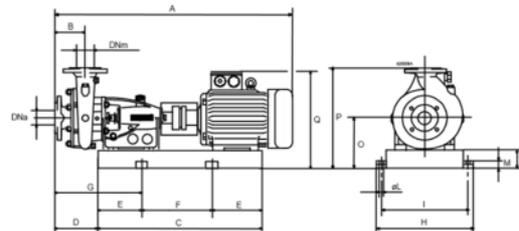

Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

A = 1479
 B = 150
 C = 1131
 D = 192
 DNa = 100
 DNm = 80
 E = 200
 F = 731
 G = 392
 H = 580
 I = 530
 L = 20
 M = 42
 N = 120
 O = 345
 P = 645
 Q = 736



Date
28.09.2021

Page
1

Offre n°

Pos.N°

PM 100/ 8 A

Caractéristiques requises

Débit 35 l/s
Hauteur de refoulement 138 m
Fluide Eau potable
Température 290 K
Type d'installation Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes 3

Caractéristiques de la pompe

Débit 18,9 l/s
Hauteur de refoulement 139 m
Puissance absorbée 34 kW
Rendement 75,9%
Hauteur manométrique H(Q=0) 164 m Orif. de refoulement 100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence 50Hz
Tension nominale 400 V Vitesse nominale 1450 1/min
Nombre de pôles 4
Puissance nominale P237 kW
Courant nominal - A Type de moteur 3- Classe
d'isolation F
Degré de protection IP 55

Limites opérationnelles

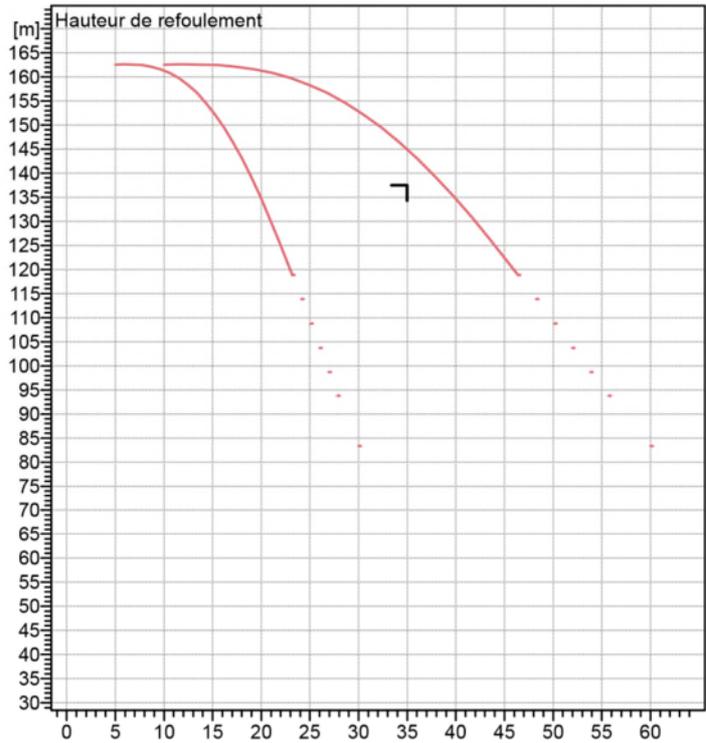
Démarrages / h max. 5
Température maxi. du liquide pompé 363 K Teneur maximum en matières solides 40 g/m³
Densité max. 998 kg/m³ Viscosité maxi. 1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids 675 kg

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



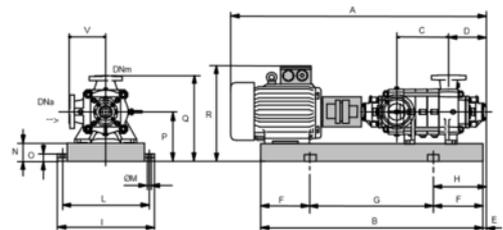
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

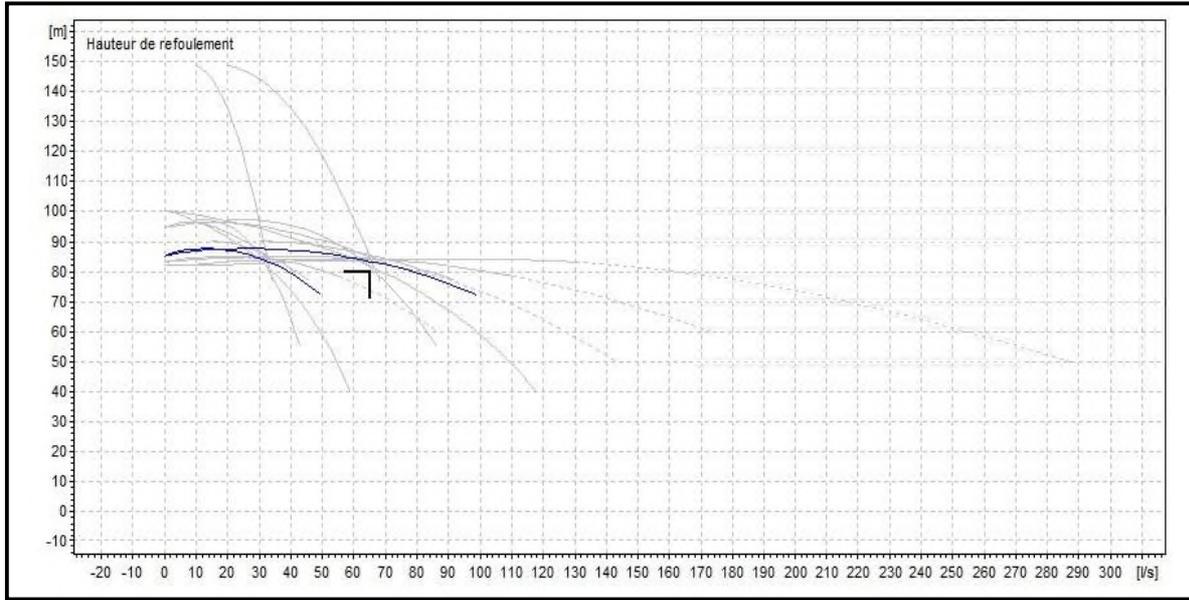
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
40,6	133	70,1	75,4	1,93

Dimensions mm

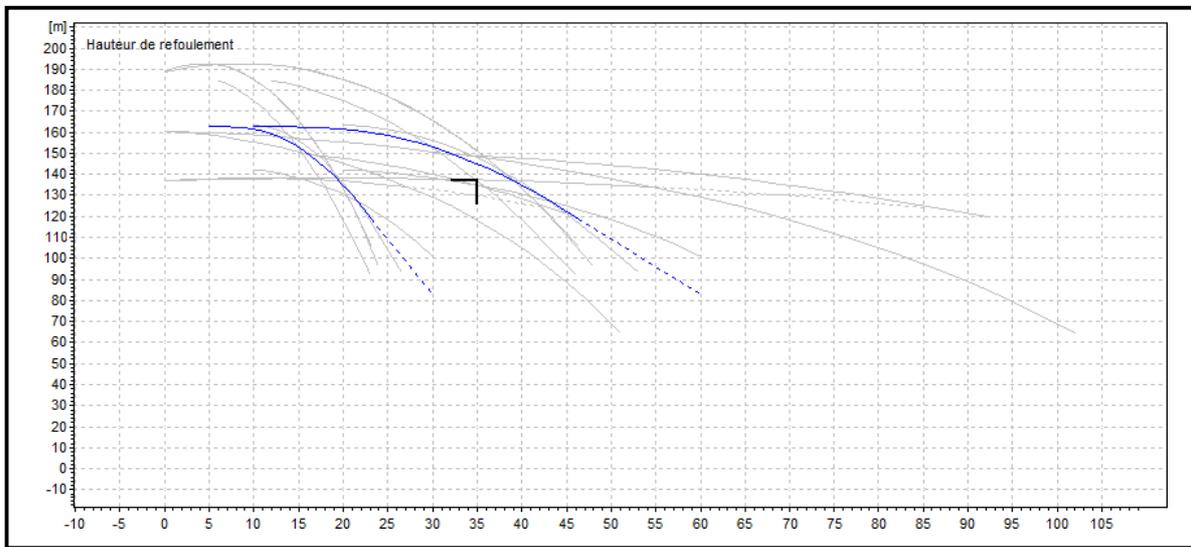
- A = 2047
- B = 1732
- C = 620
- D = 293
- DNa = 125
- DNm = 100
- E = 210
- F = 300
- G = 1132
- H = 510
- I = 600
- L = 550
- M = 20
- N = 120
- O = 42
- P = 345
- Q = 615
- R = 620
- V = 270



Date 28.09.2021	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------



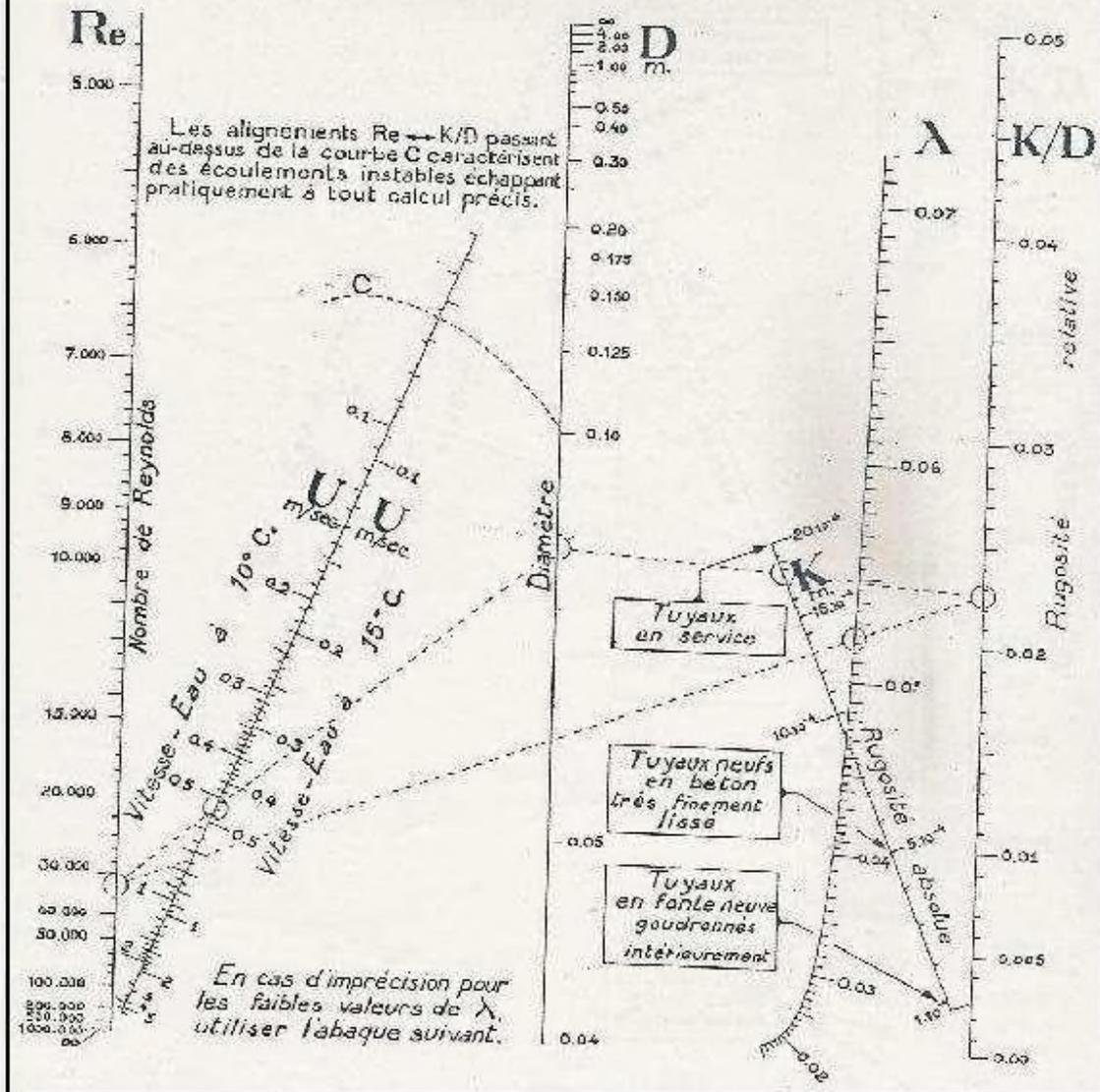
Annexe 05.1 : Courbe caractéristique de la pompe du la station SR SMINA (MEC-AZ 3/80B).



Annexe 05.2 : Courbe caractéristique de la pompe SR TALA MARKHA (PM 100/8A).

Calcul du coefficient des pertes de charges linéaires

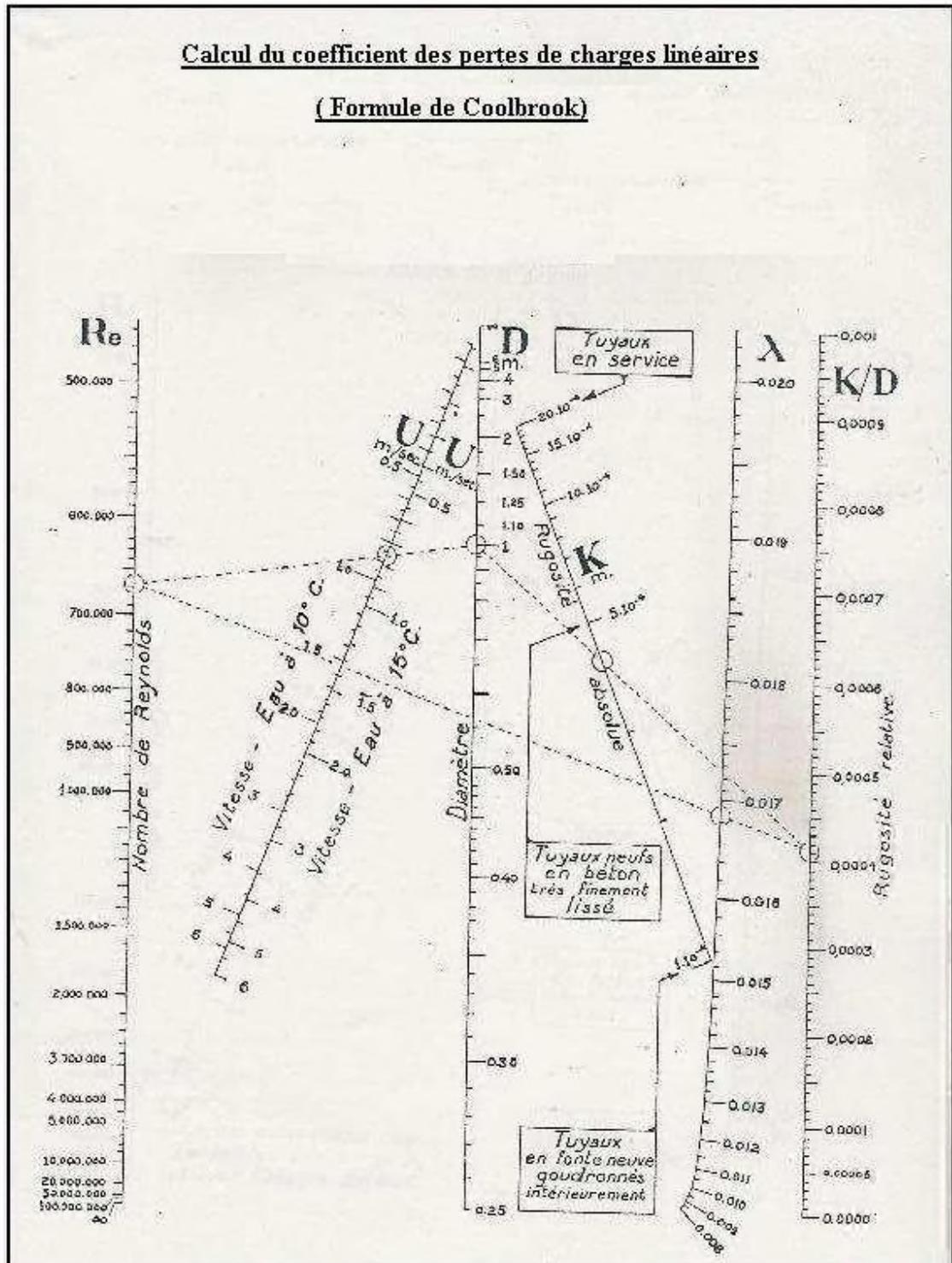
(Formule de Coolbrook)



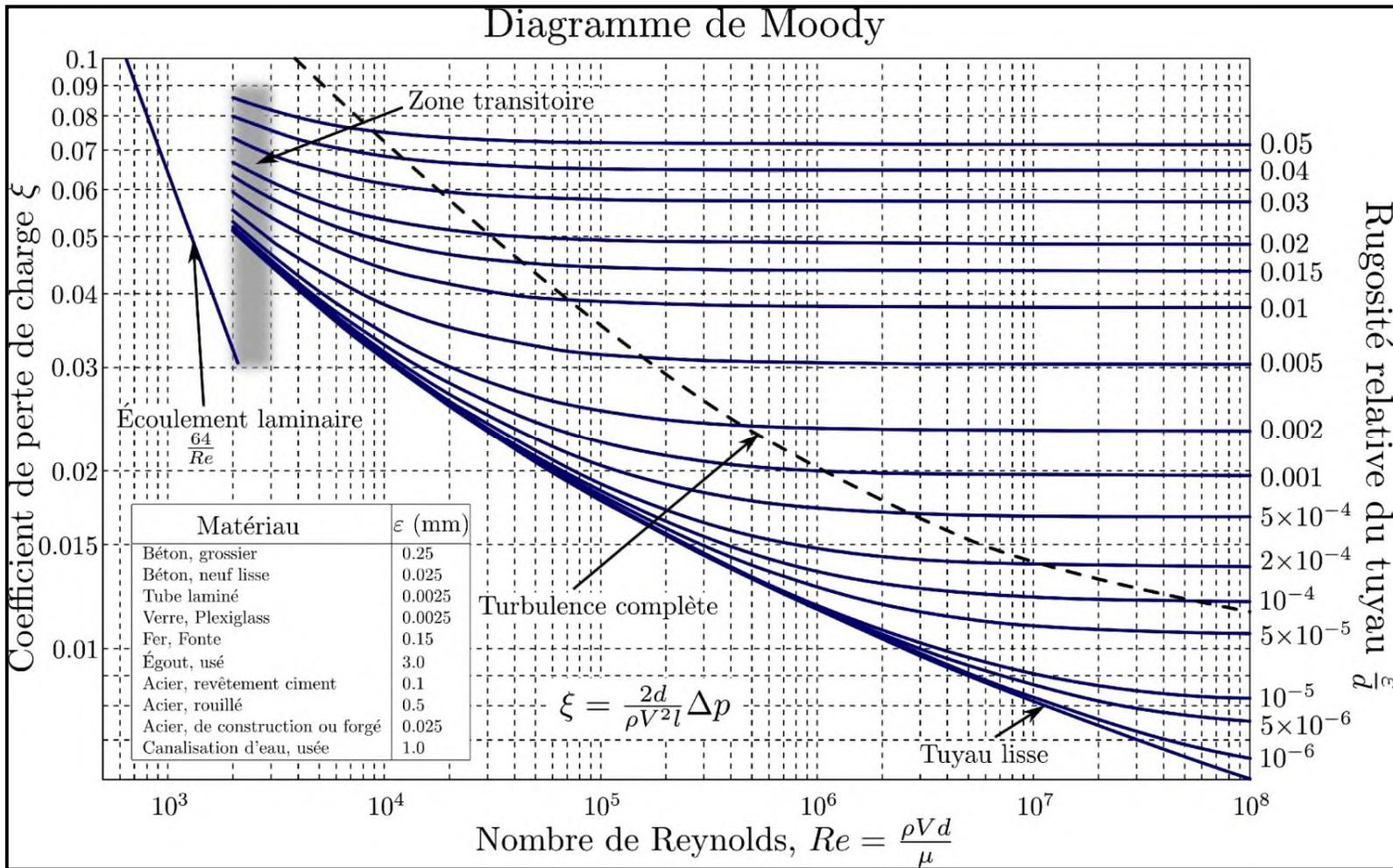
Annexe 06 : DIAGRAMME DE COOL Brook.

Calcul du coefficient des pertes de charges linéaires

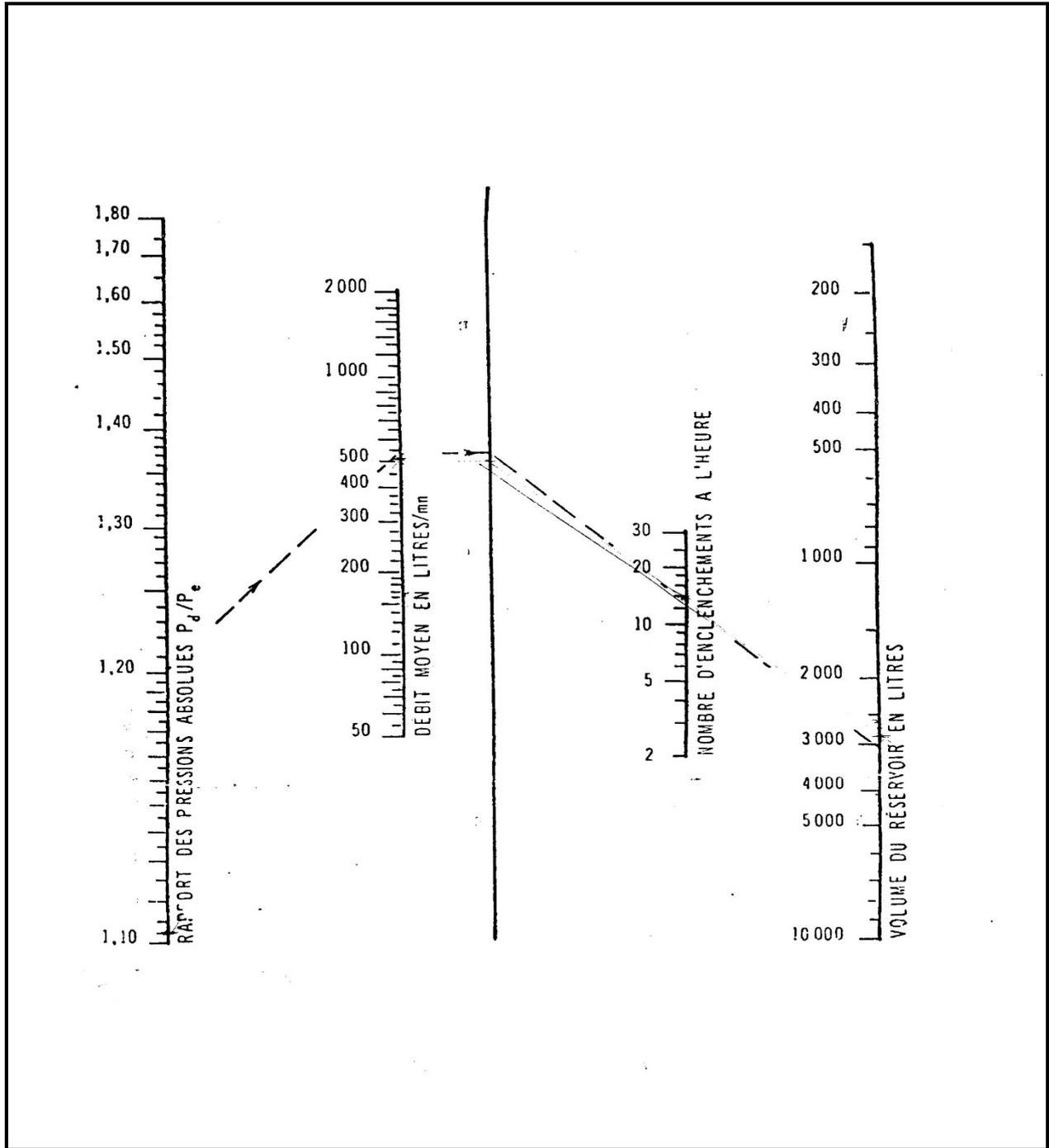
(Formule de Coolbrook)



Annexe 06 : DIAGRAMME DE COOL Brook.



Annexe 07 : DIAGRAMME DE MOODY.



Annexe 08 : Diagramme de la détermination de la capacité du ballon d'air.

Résumé

Notre travail consiste à faire une étude de réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de secteur SMINA ville de Bejaia, c'est à dire la détermination des défaillances du système de distribution et d'adduction, ainsi que les ouvrages de stockage, et donner des solutions pour avoir un bon fonctionnement du réseau.

Mots clés : Diagnostic, réseau, réservoir, distribution, adduction.

Abstract

Our work consists to make a rehabilitation of the distribution water network of SMINA town of at BEJAIA's city. The determination of the system's failures of distribution and adduction, also the works of storage (tanks), and propose the solutions to get the correct operation of the network.

Key words : Diagnosis, system, distribution, adduction, tanks.

ملخص

إن العمل الذي نقوم به يهدف إلى إعادة تـ نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لقطاع سـمينة مدينة بجاية ،
بمعنى تحديد الزفائف الموجودة ني : نظام جلب وتوزيع المياه , مياه جوفية وكذلك هيكل التخزين
واقترح حلول للحصول على السير الحسن للشبكة.

الكلمات المفتاحية : تشخيص, نظام, الزفائف, جلب وتوزيع المياه