

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



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

HASSANI Mohamed Housseem Eddine

FENOUCHE Karim

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE:

ETUDE DU RENFORCEMENT DE L'AEP DU VILLAGES DE SEBOUKA, MANCHAR, BOUCHERTIOUA ET IAFAR A PARTIR DES PUITS, DAIRA DE KHERRATA, WILAYA DE BEJAIA

Soutenu le **27 /09 /2021** devant le jury composé de :

- Présidente : **M^{me} BENSLIMANE Malika**

- Promoteur (s) : **Mr BERREKSI Ali**

Mr HAMANI Sofiane

- Examineur (s) : **Mr AMOURA Zouhir**

Année Universitaire : **2020/2021**

REMERCIEMENTS

Avant toute chose nous remercions le dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et le foie à fin de mener ce projet à terme.

En premier lieu, on tient tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude et un grand respect à nos promoteurs : Mr BERREKSI Ali.

Mr HAMANI Sofiane et qui a crédité de sa confiance pour ce projet et pour la somme de ses conseils et recommandations afin que ce mémoire soit mené à bien.

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres de jury d'avoir accepter de juger notre travail.

Nous voudrions remercier le Subdivisionnaire des ressources en eau de Kherrata. Mr Boubaya K.

Pour avoir mis à notre disposition tous les documents et données afin de réaliser ce modeste travail.

Sans oublié de remercier aussi Mr. Manadi A. Directeur des ressources en eau de la wilaya de Bejaia.

Nous remercions très chaleureusement toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



Dédicaces

Nous dédions ce travail à :

- ❖ Nos familles
- ❖ Nos amis

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude et estimation des besoins en eau	
1.1. Introduction.....	2
1.2. Objectif de l'étude.....	2
1.3. Présentation de la zone d'étude.....	2
1.3.1. Situation géographique.....	2
1.3.2. Topographique.....	2
1.3.3. Situation climatique.....	2
1.3.3.1. Pluviométrie.....	3
1.3.4. La situation des ressources en eau.....	3
1.3.4.1. Ressources hydriques de la zone d'étude.....	3
1.3.4.2. Ressources mobilisées.....	3
1.3.4.3. Situations des puits.....	3
1.3.4.4. Débit des puits.....	3
1.3.5. Situation et description de système d'AEP actuel.....	4
1.3.6. Les ouvrages de stockage existants.....	4
1.3.7. Le système de pompage existant.....	4
1.3.8. Les réseaux (distribution / adduction).....	5
1.4. Recensement de la population et des infrastructures.....	7
1.4.1. Analyse démographique et la population actuelle.....	7
1.4.2. Estimation de la population.....	7
1.5. Estimation des besoins en eau de la population.....	8
1.5.1. Dotation.....	8
1.5.2. Consommation moyenne journalière.....	8
1.6. Les différents types de besoins.....	9
1.6.1. Besoins domestiques.....	9
1.6.2. Besoins des équipements.....	10
1.7. Estimation des besoins d'équipement pour l'horizon futur.....	11
1.8. Majoration de la consommation moyenne journalière Q_{maj.j}.....	11

1.9. Consommation maximale journalière Q_{max}	12
1.10. Variation de la consommation horaire.....	13
1.11. Calcul des déficits en eau.....	14
1.12. Conclusion.....	15

Chapitre 2 : Les réservoirs

2.1. Introduction.....	16
2.2. Type des réservoirs.....	16
2.3. Equipements d'un réservoir de stockage.....	16
2.4. Rôles du réservoir.....	18
2.5. Emplacement des réservoirs.....	19
2.6. Capacités des réservoirs.....	19
2.6.1. Volume du réservoir.....	20
2.7. Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprise.....	21
2.7.1. La station de reprise.....	21
2.7.2. Calcul de la capacité du réservoir Iakouchene R03	22
2.7.3. Calcul de la capacité du réservoir Iafar R05	24
2.8. Conclusion.....	26

Chapitre 3 : Adduction

3.1. Introduction.....	28
3.2. Différent types d'adductions.....	28
3.3. Choix du tracé.....	28
3.4. Description du schéma d'adduction.....	29
3.5. Choix des types de conduites.....	29
3.6. Etude technico-économique des conduites.....	30
3.6.1. Calcul du diamètre économique.....	30
3.6.2. Calcul de la vitesse.....	31
3.6.3. Calcul des pertes de charge.....	31
3.6.3.1. Pertes de charge linéaire (HL).....	31
3.6.3.2. Pertes de charge singulières (H_s).....	32
3.6.3.3. Pertes de charge totale (H_t).....	32
3.6.3.4. Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{mt}).....	33
3.7. Puissance absorbée par la pompe.....	33
3.8. Energie consommée par la pompe.....	33
3.9. Frais d'exploitation.....	33
3.10. Calcul de l'amortissement.....	34

3.10.1. Frais d’amortissement.....	34
3.10.2. Calcul de l’annuité.....	34
3.10.3. Calcul du bilan.....	34
3.11. Calcul des diamètres économiques pour les conduites d’adduction par refoulement.....	35
3.11.1. Calcul des diamètres économiques pour le tronçon SP puits- SR01 Sebouka	35
3.11.2. Calcul des diamètres économiques pour le tronçon SR01 Sebouka- réservoirs (R03 et R04) Iakouchene.....	36
3.11.3. Calcul des diamètres économiques pour le tronçon forage Iafar – Réservoirs (R05 et R06) Iafar.....	38
3.12. Equipement de l’adduction.....	39
3.12.1. Les vannes de sectionnement.....	39
3.12.1.1. Les robinets vannes à opercule.....	39
3.12.1.2. Les vannes à papillons.....	40
3.12.1.3. La vidange.....	40
3.12.2. Les Ventouses.....	40
3.12.3. Les clapets anti-retour.....	41
3.12.4. Les Crépines.....	41
3.13. Conclusion.....	41

Chapitre 4 : pompes et coup de bélier

4.1. Introduction.....	43
4.2. Les pompes.....	43
4.3. Les choix des pompes.....	43
4.4. Classification des pompes.....	43
4.5. Caractéristiques hydraulique des pompes.....	44
4.5.1. Les courbes caractéristiques d’une pompe centrifuge.....	44
4.5.2. Hauteur manométrique totale (Hmt).....	45
4.5.3. Le débit (Q).....	45
4.5.4. La vitesse de rotation (N).....	45
4.5.5. La puissance.....	45
4.5.5.1. La puissance absorbée par la pompe (Pa).....	45
4.5.5.2. La puissance utile (Pu).....	45
4.5.6. Le rendement (η).....	46
4.6. Le point de fonctionnement d’une pompe.....	46
4.6.1. Première variante : modification du temps de pompage.....	46

4.6.2.	Deuxième variante : Régulation par étouffement.....	46
4.6.3.	Troisième variante : Rognage de la roue.....	47
4.6.4.	Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation.....	47
4.7.	Couplage de pompes.....	47
4.7.1.	Couplage en série	47
4.7.2.	Couplage en parallèle.....	48
4.8.	Etude de la cavitation.....	48
4.9.	Choix du type de pompe pour différentes stations.....	50
4.9.1.	Station de reprise SR01 (Sebouka).....	50
4.9.2.	Type de pompes pour deux puits (Boussaada).....	54
4.9.3.	Type de pompe immergée pour forage Iafar.....	56
4.10.	Equipements des stations de pompage.....	60
4.10.1.	Les équipements d'aspiration.....	61
4.10.2.	Les équipements de refoulement.....	61
4.11.	Coup de bélier.....	62
4.12.	Causes principales du coup de bélier.....	62
4.13.	Conséquences du coup de bélier.....	62
4.14.	Les moyens de protection contre le coup de bélier.....	63
4.15.	Etude du coup de bélier.....	63
4.15.1.	Valeurs numériques du coup de bélier.....	63
4.16.	Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons.....	65
4.16.1.	Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement.....	65
4.17.	Conclusion.....	66

Chapitre 5 : Distribution

5.1.	Introduction.....	67
5.2.	Classification des réseaux.....	67
5.3.	Choix du tracé.....	68
5.4.	Choix de type de matériaux.....	69
5.5.	Description du réseau de distribution.....	69
5.6.	Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	69
5.6.1.	Débit de pointe.....	70
5.6.2.	Débit spécifique.....	70

5.6.3. Débit de route.....	71
5.6.4. Débit au nœud.....	71
5.7. Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds.....	71
5.8. Modélisation du réseau par logiciel Epanet.....	75
5.8.1. Les étapes d'utilisation d'Epanet.....	75
5.8.2. Modélisation du réseau.....	75
5.9. Résultats après la simulation par logiciel Epanet.....	75
5.10. Conclusion.....	80
Conclusion générale.....	81
Bibliographie.....	82
Annexes	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (1.1) : Inventaire et caractéristique de la ressource mobilisée.....	3
Tableau (1.2) : Caractéristiques des ouvrages du stockage existant.....	4
Tableau (1.3) : Caractéristiques du système de pompage.....	5
Tableau (1.4) : Caractéristiques des conduites de l’adduction existante.....	5
Tableau (1.5) : Situation actuelle des réseaux opérationnels.....	5
Tableau (1.6) : Population actuelle de la zone de l’étude.....	7
Tableau (1.7) : Estimation de la population à l’horizon futur (2051).....	8
Tableau (1.8) : Besoins domestiques en eau de la zone d’étude.....	9
Tableau (1.9) : Calcul des Besoins des équipements.....	10
Tableau (1.10) : Besoins en eau des équipements existants et projetés.....	10
Tableau (1.11) : Estimation des différents besoins pour l’horizon futur (2051).....	11
Tableau (1.12) : La consommation moyenne journalière majorée.....	12
Tableau (1.13) : Consommation maximale journalière.....	12
Tableau (1.14) : variation des valeurs de β_{max} en fonction de nombre d’habitant.....	13
Tableau (1.15) : Représentation des valeurs de β_{max} , $K_{max.h}$, $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l’horizon actuel (2021).....	13
Tableau (1.16) : Représentation des valeurs de β_{max} , $K_{max.h}$, $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l’horizon futur (2051).....	14
Tableau (1.17) : production actuelle de la ressource.....	14
Tableau (1.18) : Bilan ressources besoins.....	15
Tableau (2.1) : Détermination de la capacité de stockage du réservoir Iakouchene R03...	22
Tableau (2.2) : Détermination de la capacité de stockage du réservoir Iafar R05.....	24
Tableau (3.1) : Calcul de la Hmt du tronçon SP puits – SR01 Sebouka.....	35
Tableau (3.2) : Calcul des frais d’exploitation du tronçon SP puits – SR01 Sebouka.....	35
Tableau (3.3) : Calcul des frais d’amortissement du tronçon SP puits – SR01 Sebouka....	36

Tableau (3.4) : Calcul du bilan du tronçon SP puits – SR01 Sebouka.....	36
Tableau (3.5) : Calcul de la Hmt du tronçon SR01 Sebouka – Réservoirs (R03 et R04) Iakouchene.....	37
Tableau (3.6) : Calcul des frais d’exploitation de tronçon SR01 Sebouka –Réservoirs (R03 et R04) Iakouchene.....	37
Tableau (3.7) : Calcul des frais d’amortissement du tronçon SR01 Sebouka – Réservoirs (R03 et R04) Iakouchene.....	37
Tableau (3.8) : Calcul du bilan du tronçon SR01 Sebouka - Réservoirs (R03 et R04) Iakouchene.....	37
Tableau (3.9) : Calcul de Hmt pour le tronçon forage Iafar – Réservoirs (R05 et R06) Iafar.....	38
Tableau (3.10) : Calcul des frais d’exploitation du tronçon forage Iafar – Réservoirs (R05 et R06) Iafar.....	38
Tableau (3.11) : Calcul des frais d’amortissement du tronçon forage Iafar – Réservoirs (R05 et R06) Iafar.....	38
Tableau (3.12) : Calcul du bilan du tronçon forage Iafar – Réservoirs (R05 et R06) Iafar	39
Tableau (4.1) : Tension de vapeur d’eau pompée en fonction de la température.....	50
Tableau (4.2) : Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons étudiées.....	65
Tableau (5.1) : Débits aux nœuds du village Iafar.....	72
Tableau (5.2) : Etat des nœuds du réseau village Iafar.....	77
Tableau (5.3) : Etat des conduites du réseau village Iafar.....	79

LISTE DES FIGURES

Figure (1.1) : Schéma d'état actuel des conduites d'adduction sur carte topographique....	6
Figure (2.1) : Conduite de distribution.....	17
Figure (2.2) : Conduite de trop plein et de vidange.....	18
Figure (2.3) : By-pass d'un réservoir.....	18
Figure (2.4) : Schéma d'emplacement des réservoirs de la zone d'étude.....	27
Figure (3.1) : Vanne à opercule.....	39
Figure (3.2) : Vanne à papillon.....	40
Figure (3.3) : Ventouse.....	40
Figure (3.4) : Clapet anti-retour.....	41
Figure (3.5) : Schéma d'adduction.....	42
Figure (4.1) : Différents types des turbopompes.....	44
Figure (4.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	44
Figure (4.3) : couplage de deux pompes en série.....	48
Figure (4.4) : couplage de deux pompes en parallèle.....	48
Figure (4.5) : photo illustrant le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuges.....	49
Figure (4.6) : Courbe caractéristique de la pompe de la station SR01 (Sebouka) (HMU50-2/ 6B).....	51
Figure (4.7) : Courbe caractéristique de la pompe des deux puits (Boussaada) (E8S55/12A + MC880.....	55
Figure (4.8) : représente la courbe caractéristique de la pompe forage Iafar (E6X25-4/13 + MCH44).....	57
Figure (4.9) : cas de coup de bélier cas de refoulement.....	62
Figure (5.1) : Réseau maillé.....	67
Figure (5.2) : réseau ramifié.....	68
Figure (5.3) : schéma du réseau de distribution du village Iafar.....	71
Figure (5.4) : schéma du réseau après la simulation.....	76

LISTE DES SYMBOLES

- A** : Amortissement annuel (Annuité).
a : Célérité de l'onde (m/s).
A_v : Coefficient de vieillissement
B : Valeur maximale du coup de bélier (m).
b : Valeur minimale du coup de bélier (m).
BL : Bilan en (DA).
C₀ : Coefficient d'ouverture de la vanne en (%).
d' : Diamètre de la veine contractée en (m).
D : Diamètre en (m).
DN : Diamètre normalisé en (m).
dot : Dotation.
E : Energie consommée par la pompe (KWh).
e : Prix unitaire du K.W.h. en (DA).
e' : Epaisseur de la conduite (mm).
g : Accélération de la pesanteur en m/s^2 .
H : Hauteur(m).
H₀ : Pression absolue de la conduite.
Ha : Hauteur d'aspiration(m).
Hg : Hauteur géométrique en (m).
H_{inc} : Hauteur du volume d'incendier (m).
Hmt: La hauteur manométrique totale en (m).
Hr : Hauteur de refoulement(m).
Hs : Perte de charge singulière
Ht : Perte de charge totale.
i : Taux d'annuité.
J : Pertes de charge par unité de longueur (m/ml).
Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m).
Jv : Perte de charge dans les vannes.
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.
K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs.
Kc : Coefficient dépendent de la nature de la conduite.
Kmax.h : Coefficient de variation de consommation maximum horaire.
Kmax.j : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
Kmin.h : Coefficient de variation de consommation minimum horaire.
Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimal.
L : Longueur de la conduite en (m).
m : Coefficient de rognage.
n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement ($n = 30$ ans).
N: Nombre d'habitant.
Nt : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).
(NPSH) d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration.
(NPSH) r : Charge nette minimale requise à l'aspiration.
P : Puissance de pompage en (KWh).
P% : Résidu maximal dans le réservoir (%).
P₀ : Pression absolue.
Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
Patm : Pression atmosphérique.

PN : Population à l'horizon.
Pr : pourcentage ronage.
P_U : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).
PV : Tension de vapeur de l'eau pompé.
Q : Débit refoulé dans la conduite en m³/s.
Q_{max.h} : Débit entrant dans la station (m³/h).
Q_{max.j} : Consommation maximale journalière en (m³/j).
Q_{max.j} : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
Q_{min.j} : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
Q_{moyen journalier} : Consommation moyenne journalière des consommateurs en m³/s.
R : Pourcentage de rognage.
R0 : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.
Re : Nombre de Reynolds.
S : Section de la conduite (m²).
T : Température de l'eau.
t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).
ta : Taux d'accroissement de la population %
Tp : Temps de pompage (h).
U : Nouveau volume d'air.
U0 : Volume d'air initial.
U_{max} : Volume maximal dans le réservoir d'air
V : Vitesse d'écoulement en m/s.
Vf : Vitesse finale choisie.
Vm : Vitesse moyenne dans un intervalle donnée.
V_{max} : Volume maximal de stockage en (m³).
V_{sr} : Volume de la station de reprise en (m³).
VT = Volume total du réservoir en (m³).
α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.
β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.
v : Viscosité cinématique de l'eau.
ρ : Masse volumique de l'eau.
η : Rendement de la pompe en (%).
δ : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
λ : Coefficient de pertes de charge.

Introduction générale

L'eau est un constituant biologique important, essentiel sous sa forme liquide pour tous les organismes vivants connus. Compte tenu de son caractère vital, de son importance dans l'économie et de son inégale répartition sur terre, l'eau est une ressource naturelle dont la gestion est l'objet de forts enjeux géopolitiques.

Le secteur hydrique en Algérie compte des milliers de cours d'eau (principalement des oueds) répartis sur tout le territoire national, qui relèvent du Ministère des ressources en eau (MRE). Ces cours d'eau dépendent des 48 directions de Wilayas des ressources en eau et de l'hydraulique en Algérie, ils sont gérés par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH). L'exploitation de l'eau potable de ces cours d'eau est effectuée par l'Algérienne des eaux (ADE).

L'objectif du présent travail est l'étude du renforcement de l'AEP des villages de Sebouka, Manchar, Bouchertioua et Iafar à partir des puits. Les quatre villages appartiennent à la commune de Kherrata (Wilaya de Bejaia). Le but de cette étude est de satisfaire la demande en eau de la population des quatre villages, pour l'horizon 2051.

Ce travail est réparti en cinq chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la présentation du site et estimation des besoins actuels (2021) et futur (2051) pour les quatre villages de la commune de Kherrata.

Dans le deuxième chapitre, nous allons dimensionner les ouvrages de stockage (réservoirs et station de reprise) servant à la distribution des différents villages.

Le dimensionnement du réseau d'adduction par une étude technico-économique, fera l'objet du troisième chapitre.

Par la suite, le quatrième chapitre portera sur le choix des pompes nécessaires en utilisant le catalogue numérique Caprari, l'étude de protection contre le phénomène coup de bélier pour les différents tronçons.

Le dernier chapitre portera sur un cas de distribution en eau potable concernant le village Iafar, en utilisant logiciel Epanet.

Finalement, on terminera avec une conclusion générale.

Chapitre 1

Chapitre 1

Présentation du site et estimation des besoins en eau

1.1. Introduction

La population des villages, Sebouka, Manchar, Bouchertioua et Iafar est majoritairement alimentées en eau potable à partir des deux sources captées et de forage situé dans la région.

Toutefois, dans l'ensemble, la zone de l'étude accuse un déficit très important en matière d'alimentation en eau potable [4].

A cet effet, les collectivités locales ont opté pour l'exploitation des sources souterraines en l'occurrence la réalisation de deux puits sur le lit d'Oued El Bared, permettant ainsi l'augmentation de la capacité de la mobilisation de la ressource "eau" dans cette zone d'étude.

1.2. Objectif de l'étude

La présente étude intitulée « Etude de renforcement de l'AEP de Sebouka, Manchar, Bouchertioua et Iafar à partir de deux puits », a pour objectif principal, après l'élaboration d'un bilan général ressource / besoins en eau, la projection des différentes adductions à partir de deux puits réalisés sur le lit d'Oued El Bared.

1.3. Présentation de la zone d'étude

1.3.1. Situation géographique

La zone de l'étude dépend administrativement de la commune de Kherrata, située dans l'Est de la Wilaya de Bejaia. Quant aux localités concernées par la présente étude, elles occupent une partie importante de l'Est de la commune et se trouvent situées au Sud Est de la ville de Kherrata. Il est à noter que la zone d'étude est limitée au Sud par l'Oued El Bard et le Lac du Barrage d'IghilAmda et à l'Est par la commune d'Oued El Bard (Wilaya de Sétif) [1].

1.3.2. Topographique

La zone d'étude occupe une étendue géographique qui avoisine les 500 hectares avec un relief accidenté dont l'altitude varie de 550 m à 1000 m [1].

1.3.3. Situation climatique

Le climat de la méditerranée influence sur la commune de Kherrata [1] :

- chaud et sec en été ;
- doux pluvieux et neigeux parfois en hiver.

1.3.3.1. Pluviométrie

L'étude pluviométrique réalisée par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH) sur l'ensemble du nord de l'Algérie met en évidence que les pluies précipitant dans la commune de Kherrata (Sebouka, Manchar, Bouchertioua et Iafar) sont en moyenne de l'ordre 900 mm/an avec une concentration durant la période allant du mois d'octobre au mois de janvier [1].

1.3.4. La situation des ressources en eau

1.3.4.1. Ressources hydriques de la zone d'étude

La zone d'étude est, dans sa majorité, pauvre en ressources hydriques. Les quelques émergences captées à travers les régions ne sont pas du tout en mesure de satisfaire les besoins des populations, d'où la nécessité de réaliser deux puits sur l'Oued El Bared [4].

1.3.4.2. Ressources mobilisées

Les eaux mobilisées actuellement dans la zone d'étude, proviennent des sources (Tikhamine et Ikhef Ighzer) et du forage (Iafar). D'après les services techniques de la commune de Kherrata et ceux de la subdivision des ressources en eau de Kherrata, il y a :

- 02 sources ;
- 01 forage ;

Les ressources mobilisées actuelles des villages sont représentés dans le tableau (1.1) ci-dessous :

Tableau (1.1) : Inventaire et caractéristique de la ressource mobilisée

Dénomination de la ressource	Destination (zone desservie)	Débit mobilisé (l/s)	Débit exploité (l/s)
Forage Iafar	Iafar	2.00	2.00
Source Tikhamine	Sebouka, Manchar, Bouchertioua	1.00	1.00
Source Ikhef Ighzer	Sebouka, Manchar, Bouchertioua	2.00	2.00

1.3.4.3. Situations des puits

Les puits sont situés au plus bas de la localité de Sebouka, dans le lit d'Oued El Bared, à la confluence avec l'Oued Ait Messali, sur la rive droite, à la cote 550 m [4].

1.3.4.4. Débit des puits

Selon les services de la direction des ressources en eau de la wilaya de Bejaia, les essais effectués ont donné un débit de 15 (l/s) [4].

1.3.5. Situation et description du système d'AEP actuel

Le service technique de la commune de Kherrata, nous ont permis de reconnaître l'ensemble des réseaux opérationnels au niveau de la zone d'étude [4].

Plusieurs réseaux ont été réalisés sans étude et se sont développées parallèlement et par coups avec l'essor urbanistique. La majeure partie des réseaux doit faire l'objet d'une réhabilitation et d'une mise à niveau avec l'arrivée de nouvelles ressources.

- **Sebouka, Manchar, Bouchartioua** : l'approvisionnement de ces localités se fait à partir de captage de sources sise à Sebouka dont le débit avoisine les 3 l/s. le réseau est état vétuste avec quelques travaux de rénovation exécutés.
- **Iafar** : le réseau d'AEP est réalisé et mis en service en 2017. Donc, il est fonctionnel (Annexe (1)).

1.3.6. Les ouvrages de stockage existants

Il existe au niveau de la zone d'étude, 02 réservoirs d'une capacité totale de 250 m³, répartis sur 02 localités [4]. Les caractéristiques des deux réservoirs sont représentées dans le tableau (1.2) ci-dessous :

Tableau (1.2) :Caractéristiques des ouvrages du stockage existants [4].

Localité	Capacité (m ³)	Localisation		Localités desservies
		Site	Coordonnées UTM	
Manchar	100	Iakouchène	X (km) :708.644 Y(km) :4039.333 Z(m) :976.000	Sebouka, Manchar et Bouchertioua
Iafar	100	Iafar	X (km) : 707.561 Y(km): 4039.399 Z(m) :798.000	Iafar
Sebouka	50	Sebouka (Sr)	X (km) :709.312 Y(km) :4038.954 Z(m) :763.000	Sebouka, Manchar et Bouchertioua

1.3.7. Le système de pompage existant

Dans la zone d'étude on trouve une station de reprise et une pompe immergée dans un forage [4]. Les caractéristiques de système de pompage existant sont représentés dans le tableau (1.3) suivant :

Tableau (1.3) :Caractéristiques du système de pompage.

Dénomination de la station	Type	Capacité (m ³)	Caractéristiques des équipements	Réseau
Sebouka	Station de reprise	50 m ³	GEP 3(1/s), 80(m) HMT	Sebouka,Manchar et Bouchertioua
Iafar	Pompe immergée	/	GEPI 2(1/s), 110 (m) HMT	Iafar

1.3.8. Les réseaux (distribution / adduction)

Ils existent dans tout le territoire de la zone d'étude 02 réseaux d'AEP [4].La linéaire total est approximativement de :

- 2420 ml pour le réseau de distribution.
- 3250 ml pour le réseau de l'adduction.

Les caractéristiques des conduites de l'adduction sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau (1.4) : Caractéristiques des conduites de l'adduction existante [4].

Dénomination de la station	Matériau / Diamètre	Linéaire (ml)	Type
Sebouka,Manchar et Bouchertioua	PEHD Ø 75 PN 16	670	Gravitaire
	PEHD Ø 90 PN 16	795	Refoulement
	Acier Galvanisé 66/77	541	Refoulement
	Acier noir Ø 100	894	Refoulement
Iafar	PEHD Ø 90 PN 16	350	Refoulement

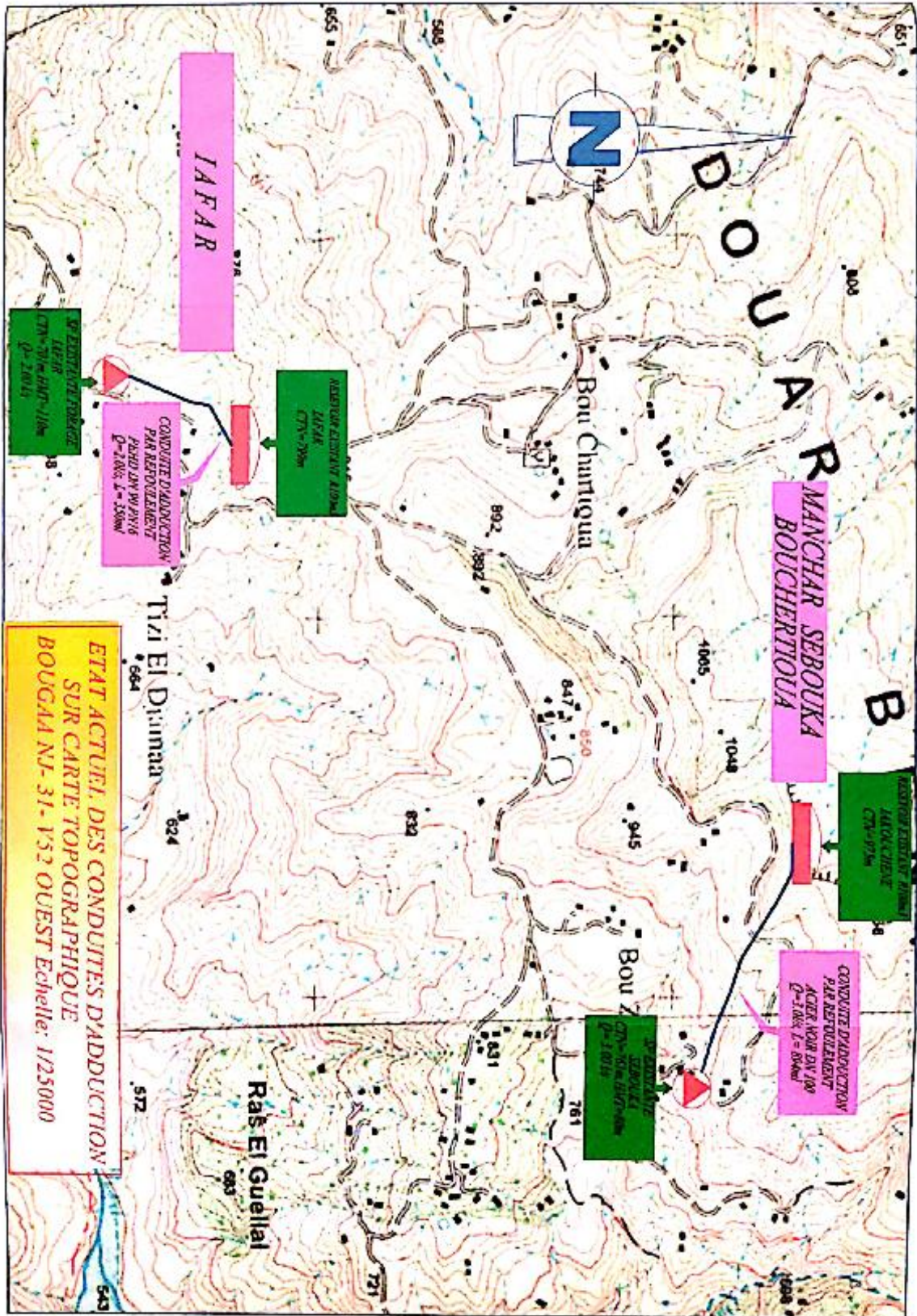
L'état des réseaux opérationnels varie d'un village à un autre.

La situation actuelle des réseaux est donnée dans le tableau (1.5) ci-dessous :

Tableau(1.5) :Situation actuelle des réseaux opérationnels.

Réseau / localité	Adduction	Distribution
Sebouka, Manchar et Bouchertioua	Bonne	Vétuste
Iafar	Nouvelle	Nouvelle

La figure (1.1) suivante schématise le système d'alimentation en eau potable actuel des villages Sebouka, Manchar, Bouchertioua et Iafar.



Scanné avec CamScanner

Figure (1.1) : Schéma d'état actuel des conduites d'adduction sur carte topographique [4].

1.4. Recensement de la population et des infrastructures

1.4.1. Analyse démographique et la population actuelle

L'analyse du phénomène de la démographie, constitue un axe important dans l'objet de la présente d'étude. L'élément démographique permet d'introduire la dimension sociologique du projet par l'évolution et la répartition de la population par rapport au territoire de la commune de Kherrata. L'occupation humaine de la zone d'étude s'affiche clairement d'après les données recueillies respectivement auprès des autorités locales de la commune et du service des statistiques de la DPAT. En se basant sur le RGPH de la dernière édition, nous pouvant déterminer la population actuelle de commune Kherrata en considérant un taux moyen d'accroissement de 2 % [4]. Le tableau (1.6) représente la population de la zone d'étude en 2019.

Tableau (1.6) : Population actuelle de la zone de l'étude[4]

Agglomération	Population RGPH 2019	Taux d'accroissement
Sebouka	1050	2%
Manchar	1190	2%
Bouchertioua	592	2%
Iafar	371	2%
Total	3203	2%

1.4.2. Estimation de la population

L'estimation des besoins en eau à différents horizons, peut se déterminer sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la relation des accroissements démographique qui tient compte du taux de natalité et du taux de mortalité :

$$P_n = P_o \times (1 + T_a)^n \quad (1.1)$$

Avec :

- **P_n** : la population à l'horizon d'étude ;
- **P_o** : la population de l'année de référence ;
- **T_a**: taux d'accroissement annuel de la population en % pris égal à 2 [4] ;
- **n** : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Les horizons de calcul considérés sont :

- **Actuel : 2021**

$$P_{2021} = P_{2019} (1 + 0.02)^2 = 3332 \text{ habitants}$$

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

$$P_{2051} = P_{2021} (1 + 0.02)^{30} = 6035 \text{ habitants.}$$

La répartition et l'évolution démographique pour l'horizon 2051 sont représentées dans le tableau (1.7) ci-dessous :

Tableau(1.7) : Estimation de la population à l'horizon futur (2051)

Village	Nombre d'habitants				
	2019	2021	2031	2041	2051
Sebouka	1050	1092	1331	1623	1978
Manchar	1190	1238	1509	1840	2242
Bouchertioua	592	616	751	915	1116
Iafar	371	386	471	574	699
Total	3203	3332	4062	4952	6035

1.5. Estimation des besoins en eau de la population

1.5.1. Dotation

La dotation journalière est définie comme étant la quantité d'eau moyenne consommée par habitant et par jour, exprimée en (l/j/hab.). Cette dotation varie en fonction de la situation géographique (la dotation des zones montagneuses est différente des zones urbaines), du climat et de la population.

La dotation domestique est définie comme étant l'eau utilisée pour tous les usages domestiques habituels, y compris la consommation alimentaire, le bain et la préparation des aliments, elle peut se répartir en :

- consommation (boire et cuisiner) ;
- hygiène (y compris les besoins de base pour la propreté personnelle et domestique)
- agrément (par exemple lavage de voiture, arrosage de la pelouse,...etc.).

Le dimensionnement du réseau à l'horizon 2051 se fera sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab [4].

1.5.2. Consommation moyenne journalière

Les besoins en eau des agglomérations de la zone d'étude seront évalués suivant les résultats investigations et des reconnaissances effectuées par les services techniques, il sera également tenu compte des extensions futures (POS) pour l'usage domestique et l'usage public.

L'évaluation de la quantité ne peut se faire avec une grande certitude, chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres dont évolution dans le temps et variable est change d'une agglomération à l'autre. Les besoins élémentaires ou unitaires dépendent des façons dont on se sert l'eau et varie d'un usager à l'autre.

La consommation moyenne journalière, se détermine en tenant compte des différents types de consommateurs :

- domestiques ;
- socioculturels ;
- scolaires ;
- sanitaire ;
- arrosage ;
- administratif,... etc.

La consommation moyenne journalière pour une population est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \sum(q \times \frac{Ni}{1000})(1.2)$$

Avec :

- **Q_{moy.j}**: consommation moyenne journalière des habitants (m^3/j) ;
- **q** : dotation moyenne journalière (l/j/hab.) ;
- **N_i** : nombre d'habitants.

1.6. Les différents types de besoins

Les données sur les principaux équipements existants au niveau de la zone d'étude ont été recueillis auprès des services d'APC, ADE, Subdivision hydraulique et la subdivision d'agriculture [4].

1.6.1. Besoins domestiques

On peut estimer les besoins en eau de chaque village de la commune de Kherrata par la relation suivante :

$$\text{Besoins en eau (l/j)} = \text{nombre d'habitant} \times \text{la dotation (l/j/hab.)}(1.3)$$

Les besoins domestiques moyens de la zone d'étude pour différents horizons sont représentés dans le tableau (1.9) ci-après :

Tableau (1.8) : Besoins domestiques en eau de la zone d'étude

Village	Nombres d'habitants		Besoins (m^3/j)		Besoins (l/s)	
	2021	2051	2021	2051	2021	2051
Sebouka	1092	1978	163.8	296.7	1.90	3.43
Manchar	1238	2242	185.7	336.3	2.15	3.89
Bouchertioua	616	1116	92.4	167.4	1.07	1.94
Iafar	386	699	57.9	104.85	0.67	1.21
Total	3332	6035	499.80	905.25	5.79	10.47

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.

1.6.2. 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 les tableaux (1.9) et (1.10) respectivement ci-dessous :

Tableau (1.9) : Calcul des Besoinsdes équipements [4].

Village	Equipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Sebouka	01 Mosquée	100	10	01.00	0.012
	01 Ecole primaire	100	15	01.50	0.017
Manchar	01 Mosquée	100	10	01.00	0.012
	01Salle de soins	02	400	0.80	0.009
	01 Ecole primaire	100	15	01.50	0.017
Bouchertioua	01 Mosquée	100	10	01.00	0.012
	01 Ecole primaire	100	15	01.50	0.017
Iafar	01 Ecole primaire	100	10	1.00	0.012
	01 Mosquée	100	15	1.50	0.017
Total				10.80	0.125

Tableau (1.10) :Besoins en eau des équipements existants et projetés

Villages	Ensemble équipements	Besoins (m ³ /j)
Sebouka	Mosquée +école primaire	02.50
Manchar	Mosquée+ école primaire + salle de soin	03.30
Bouchartioua	Mosquée + école primaire	02.50
Iafar	Mosquée + école primaire	02.50
Total		10.80

1.7. 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 :

$$\frac{Q_{\text{équi actuel}}}{Q_{\text{dom actuel}}} = \frac{Q_{\text{équi futur}}}{Q_{\text{dom futur}}} \quad (1.4)$$

Avec :

- $Q_{\text{équi actuel}}$: besoins d'équipements en 2021 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{équi futur}}$: besoins d'équipements en 2051 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{dom actuel}}$: besoins domestiques en 2021 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{dom futur}}$: besoins domestiques en 2051 (m^3/j).

Les résultats sont donnés dans le tableau (1.11) suivant :

Tableau (1.11) : Estimation des différents besoins pour l'horizon futur (2051)

Village	Besoins domestiques $Q_{\text{dom}}(m^3/j)$		Besoins équipements $Q_{\text{équi}}(m^3/j)$		$Q_{\text{dom}} + Q_{\text{équi}}$ (m^3/j)	
	2021	2051	2021	2051	2021	2051
Sebouka	163.8	296.7	02.50	04.52	166.30	301.22
Manchar	185.7	336.3	03.30	05.98	189.00	342.28
Bouchartioua	92.4	167.4	02.50	04.53	94.90	171.93
Iafar	57.9	104.85	02.50	04.53	60.40	109.38
Total	499.80	905.25	10.80	19.56	510.60	924.81

1.8. Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{\text{maj},j}$

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 :

$$Q_{\text{maj},j} = 1.2 \times Q_{\text{moy},j} \quad (1.5)$$

Avec :

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

Le tableau (1.12) ci-après regroupe les résultats de calcul.

Tableau (1.12) : La consommation moyenne journalière majorée

Village	Q _{dom} + Q _{équi} (m ³ /j)		Q _{maj.j} (m ³ /j)	
	2021	2051	2021	2051
Sebouka	166.30	301.22	199.56	361.46
Manchar	189.00	342.28	226.8	410.74
Bouchartioua	94.90	171.93	113.88	206.32
Iafar	60.40	109.38	72.48	131.26
Total	510.60	924.81	612.72	1109.78

1.9. Consommation maximale 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 [10].

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

$$Q_{\max.j} = K_{\max.j} \times Q_{\text{maj.j}} \quad (1.6)$$

- Q_{max.j} = débit maximum journalier (m³/j) ;
- Q_{maj.j} = débit moyen journalier majoré (m³/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 (1.13) suivant :

Tableau (1.13) : Consommation maximale journalière

Village	Q _{maj.j} (m ³ /j)		Q _{max.j} (m ³ /j)	
	2021	2051	2021	2051
Sebouka	199.56	361.46	239.47	433.75
Manchar	226.8	410.74	272.16	492.89
Bouchertioua	113.88	206.32	136.66	247.58
Iafar	72.48	131.26	86.97	157.51
Total	612.72	1109.78	735.26	1331.73

Remarque : Les besoins à considérer sont ceux de l'horizon 2051. Ce sont alors ces débits qui seront pris en considération pour le dimensionnement des chaînes d'adduction et des capacités des stockages de réservoirs.

1.10. 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 [10] :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \times (Q_{\max,j} / 24) \quad (1.7)$$

Avec :

- $Q_{\max,h}$: débit maximum horaire (m³/h) ;
- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m³/j) ;
- $K_{\max,h}$: coefficient de variation horaire.

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

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (1.8)$$

- α_{\max} : coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, compris entre 1.2 et 1.3, on prend $\alpha_{\max} = 1.3$
- β_{\max} : coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant représenté dans le tableau (1.14) ci-dessous:

Tableau (1.14) : variation des valeurs de β_{\max} en fonction de nombre d'habitant [10]

Nombre d'habitants ×(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 (1.14) on détermine les valeurs de β_{\max} et on calcule le K_{\max} , afin d'estimer les valeurs de $Q_{\text{moy},h}$ et $Q_{\text{max},h}$ pour l'horizon actuel (2021) et futur (2051). Ces valeurs sont représentées dans les deux tableaux (1.15) et (1.16) suivants :

Tableau (1.15) : Représentation des valeurs de $\beta_{\max}, K_{\max,h}, Q_{\text{moy},h}$ et $Q_{\text{max},h}$ pour l'horizon actuel (2021)

Village	Nombre d'habitants	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max,h}$	$Q_{\text{moy},h}$ (m ³ /h)	$Q_{\text{max},h}$ (m ³ /h)
Sebouka	1092	1.30	1.80	2.34	9.98	23.35
Manchar	1238	1.30	1.80	2.34	11.34	26.54
Bouchertioua	616	1.30	2.00	2.60	5.69	14.79
Iafar	386	1.30	2.00	2.60	3.62	9.41
Total	3332				30.63	74.09

Tableau (1.16) : Représentation des valeurs de β_{max} , $K_{max,h}$, $Q_{moy,h}$ et $Q_{max,h}$ pour l'horizon futur (2051)

Village	Nombre d'habitants	α_{max}	Bmax	$K_{max,h}$	$Q_{moy,h}(m^3/h)$	$Q_{max,h}(m^3/h)$
Sebouka	1978	1.30	1.60	2.08	18.07	37.59
Manchar	2242	1.30	1.60	2.08	20.54	42.72
Bouchertioua	1116	1.30	1.80	2.34	10.31	24.13
Iafar	699	1.30	2.00	2.60	5.56	14.46
Total	6035				54.48	118.90

1.11. Calcul des déficits en eau

La production actuelle de la ressource mobilisée est représentée dans le tableau (1.17) ci-dessous :

Tableau (1.17) : Production actuelle de la ressource

Ressource mobilisée	Débit max (l/s)	Débit max (m^3/j)	Débit mobilisé (l/s)	Débit mobilisé (m^3/j)
Forage Iafar	2.50	216.00	2.00	172.80
Source Sebouka	3.00	259.20	3.00	259.20
Débit total desressources	5.50	475.20	5.00	432.00

Il ressort du tableau que les ressources mobilisées pour la zone d'étude présentent un débit de l'ordre de 432.00 (m^3/j) (débit total minimum) pour les deux sources forage Iafar 172.80 (m^3/j) et source Sebouka 259.20 (m^3/j). Ces ressources seront prises en considération dans les différents calculs. Le bilan ressources besoins est présenté dans le tableau (1.18) suivant :

Tableau (1.18) : Bilan ressources-besoins

Sources	Horizon actuel (2021)				Horizon futur (2051)			
	Ressource (m ³ /j)	Besoins (m ³ /j)	Bilan		Ressource (m ³ /j)	Besoins (m ³ /j)	Bilan	
			(m ³ /j)	(l /s)			(m ³ /j)	(l /s)
Tikhamine Et Ikhef ighzer	259.20	648.29	-389.09	-4.50	259.20	1174.22	-915.02	-10.59
Iafar	172.80	86.97	+85.83	+0.99	172.80	157.51	+15.29	+0.18

1.12. 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 pour les quarts villages Sebouka, Manchar, Bouchertioua et Iafar. Nous avons estimé la population future à long terme (30 ans), qui est de 6035 habitants avec un débit maximum journalier de 1331.73 m³/j.

Chapitre 2

Chapitre 2

Les réservoirs

2.1. Introduction

Un réservoir est un stock fait ou aménagé pour accumuler et conserver certaines choses en réserve. Récipient, bassin,...etc. destiné à contenir des produits liquides ou gazeux. (Dans les distributions d'eau des villes, les réservoirs, placés en haut d'une tour, assurent les doubles rôles de régulateur et de mise en pression ; ils contribuent aussi à amortir les différences de pression du réseau [5].

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

2.2. Type des réservoirs

Il existe plusieurs types de réservoirs, [6] :

- En termes de matériaux, on distingue :
 - Les réservoirs en béton armée ;
 - Les réservoirs en maçonnerie ;
 - Les réservoirs métalliques.
- D'après la forme, on distingue :
 - Cubiques ;
 - Cylindrique ;
 - Coniques.
- D'après la situation des lieux, on distingue :
 - surélevés ;
 - enterrés ;
 - Semi-enterrés.

2.3. Equipements d'un réservoir de stockage

Le réservoir se compose des éléments suivants [7] :

- **La cuve** : destinée à stocker l'eau provenant de la station de traitement ou du forage. Son volume doit assurer la consommation journalière à l'agglomération jusqu'à l'horizon du projet ;
- **La tour (pieds droits)** : destinée d'une part de sa hauteur à offrir la charge hydraulique nécessaire dans les conduites d'alimentation et d'autre part à supporter la cuve et à transmettre les charges pondérales aux fondations. Elle est également

Constituée des voiles en béton armé ou des cuves de grande capacité ou des supports (poteaux isolés) pour les faibles capacités ;

- **La conduite d'adduction** : destinée à conduire les eaux d'alimentation à la cuve. Sa limite supérieure donnée est le niveau maximum de l'eau dans la cuve. Elle est munie en sa base d'un robinet bande ;
- **Conduite de distribution** : destinée à conduire les eaux d'alimentation dans le réseau de distribution des agglomérations. Sa limite supérieure se situe légèrement au-dessus du fond de la cuve (Figure (2.1)) ;

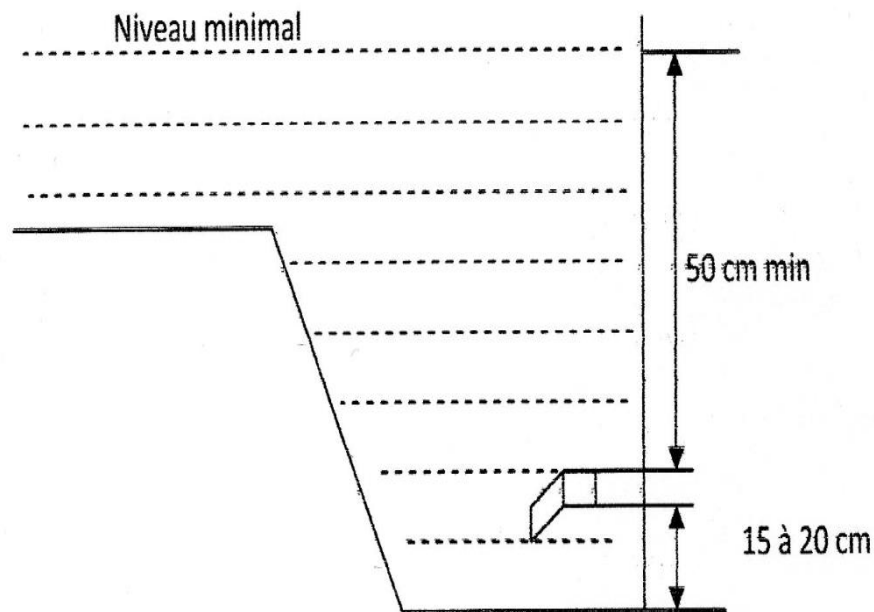


Figure (2.1) : Conduite de distribution [7]

- **Conduite de vidange** : elle se situe à la base de la cuve et permet l'évacuation de l'eau au besoin de nettoyage ou autres travaux (Figure (2.2)). ;
- **Conduite du trop-plein** : tout comme l'évacuateur des crues au niveau des barrages, elle est l'organe de sécurité de la cuve lors d'un pompage excédent. Sa limite supérieure se situe en dessous du niveau maximal de l'eau utilisée pour dimensionner la cuve. Sa partie basse doit être connectée à une conduite de vidange ou dans le cas échéant, opposée à une certaine hauteur par rapport au sol. A ce niveau, elle est munie de grillage inoxydable afin d'empêcher la pollution de la cuve à travers la conduite (Figure (2.2)).

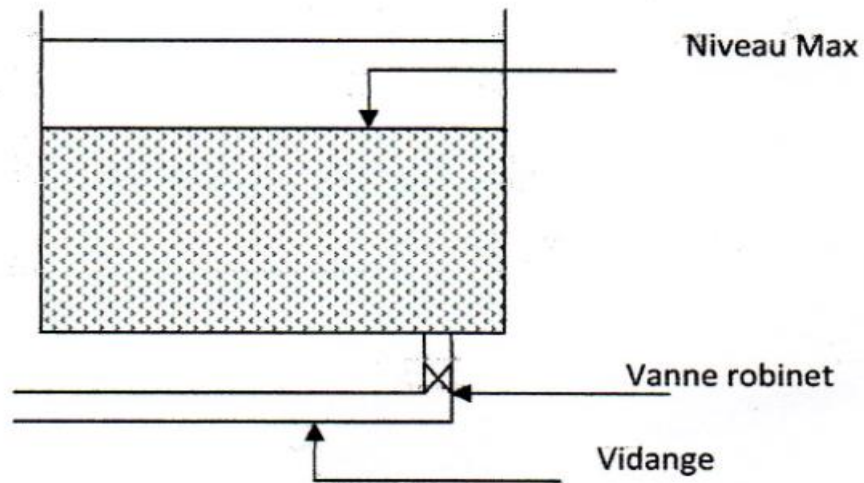


Figure (2.2) : Conduite de trop plein et de vidange

- **Le by-pass ou système by-pass** : il est constitué d'un ensemble de robinet vanne permettant l'isolement de la cuve à travers une connexion entre la conduite de distribution et celle d'adduction (Figure (2.3)).

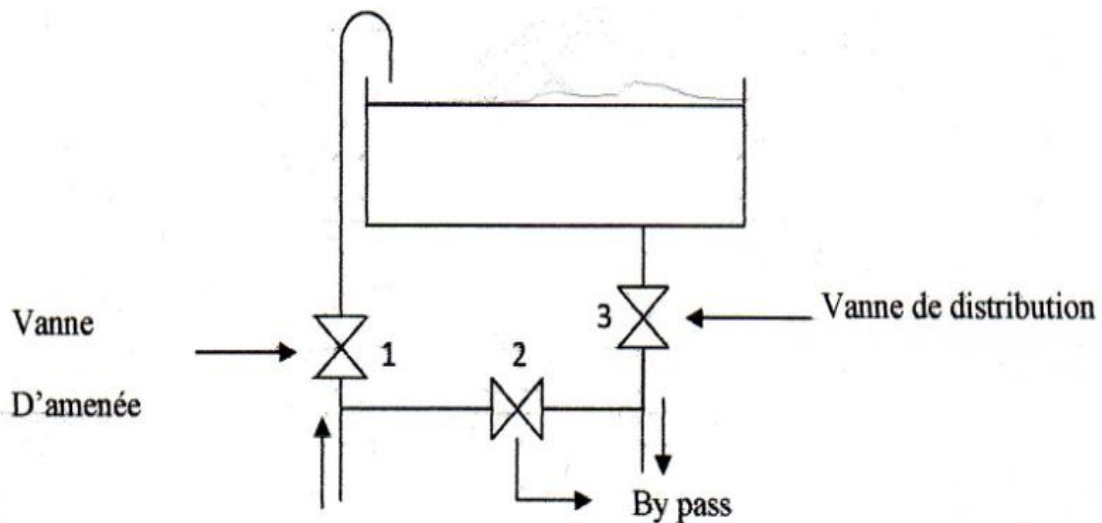


Figure (2.3) : By-pass d'un réservoir

2.4. Rôles du réservoir

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe (le débit maximal demandé), de plus il peut aussi [8] :

- Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;
- Coordonner le régime d'adduction au régime distribution ;
- Joue le rôle de brise de charge dans le cas d'une distribution étagée ;

- Lutte contre l'incendie ;
- Jouer le rôle de relais.

2.5. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela il faut tenir compte de certaines considérations techniques et économiques suivantes [8] :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire ; la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau ;
- Pour des raisons économiques ; il est préférable que remplissage se fait gravitaire, ce qui implique qu'on peut le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau ;
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation ;
- La présence des reliefs dans la région peut faciliter l'implantation d'un réservoir, qui sera toujours plus économique (réservoir semi enterré c'est mieux qu'un château d'eau) ;
- La nature du sol joue un rôle important dans le choix de l'emplacement d'un réservoir. Il est indispensable, en effet, d'établir un réservoir sur un sol parfaitement résistant.
- Il est avantageux qu'un réservoir soit établi le plus près possible de l'agglomération.

2.6. Capacités des réservoirs

Les réservoirs servent à compenser l'écart entre les rapports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres). Ils constituent une réserve pour les imprévus. Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder par deux méthodes suivantes [5] :

- ▶ Soit par la **méthode graphique** qui 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 du débit pompé.
- ▶ Soit par la **méthode analytique** qui consiste à calculer, pour chaque heure de la journée le résidu, dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_{\max} = P\% \times \frac{Q_{\max,j}}{100} \quad (2.1)$$

Avec :

- V_{\max} : volume maximal de stockage pour la consommation (m^3).
- $Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j).
- $P\%$: Résidu maximale dans le réservoir (%).

Pour déterminer la valeur de résidu maximum dans le réservoir ($P\%$), il faut déterminer :

- Les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{\max,h}$ pour chacune des zones ceci à desservir à partir du tableau de distribution du débit journalier (Annexe (1)). Nous permet de répartie la consommation maximale journalière sur 24 heures.
- On fait la différence pour chaque heure de stockage entre le débit entrant au réservoir et le débit sortant ; cette différence est reportée dans une colonne des surplus et des déficits selon son signe.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure ; la valeur maximale trouvée $P\%$ max sera le pourcentage du volume de stockage.

2.6.1. Volume du réservoir

Le volume du réservoir, est calculé en considérant les paramètres de planifications décrits auparavant, comme [11] :

- Besoins journaliers ;
- Pertes admises dans le réseau ;
- Coefficient de pointes (variations horaire et journalière).

Le volume total du réservoir sera déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (2.2)$$

Avec :

- V_T = Capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} = Volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de $60 m^3/h$.

La dimension est donnée par la hauteur, le diamètre et la hauteur d'incendie du réservoir comme suit :

- **La hauteur du réservoir** : on prend la hauteur du réservoir entre 2 et 4 m.
- **Diamètre du réservoir** : est donné par l'équation suivante :

$$D = \left[\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.3)$$

Avec :

- D : Diamètre du réservoir (m).

- V : Volume du réservoir (m^3).
- H : Hauteur du réservoir (on prend $H = 4 m$).

► **Hauteur du volume d'incendie** : est donné par l'équation suivante :

$$H_{inc} = \left[\frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2} \right] \quad (2.4)$$

Avec:

- H_{inc} : Hauteur du volume d'incendie (m).
- V_{inc} : Volume d'incendie.
- D : Diamètre du réservoir (m).

2.7. Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprise

2.7.1. La station de reprise

La station de reprise est un réservoir de petite dimension équipé d'une station de pompage permettant le refoulement d'un point bas vers un point plus haut. La station de reprise SR01 que nous voulons dimensionner se situe à une altitude de 761 m, elle reçoit des apports gravitairement à partir de deux sources de Sebouka d'un débit de $259.2 m^3 /j$ pendant 24 h, et par refoulement à partir de deux puits (Boussaada) se situent à une altitude de 550 m avec un débit de $1296m^3 /j$ pendant 20 h. Les stations de reprises jouent le rôle de transit, leur dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge Leur volume de stockage est en fonction du temps de fermeture complète des vannes de réglage des tronçons précédent, ce temps est estimé à un quart d'heure (1/4 h). La formule (2.5) suivante sert à calculé la capacité de la station de reprise SR01 [9].

$$V_{sr} = Q_{max.j} \times t \quad (2.5)$$

Avec :

- V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3) ;
- $Q_{max.j}$: Débit entrant dans la station (m^3/s) ;
- t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (s).

Le débit $Q_{max.j}$ entrant à la station de reprise (Sebouka) à partir les deux puits pendant 24 h est $13.59 (l/s) = 1174.22 (m^3/j) = 0.01359 (m^3/s)$.

$$V_{sr} = 0.01359 \times 900 = 12.231 m^3.$$

Remarque : La station de reprise de Sebouka a une capacité de 50 m³, cette capacité est suffisante car les calculs de dimensionnement de cette station ont donné un volume de 12.231 m³.

2.7.2. Calcul de la capacité du réservoir Iakouchene R01 existant

Le réservoir Iakouchene R01 existant est alimenté via une adduction par refoulement 20/24 h à partir de la station de reprise SR01 et alimente à son tour les villages Manchar, Sebouka, et Bouchertioua gravitairement 24 /24 h avec le même débit entrant. La valeur de $K_{max} = 2.06$ Le tableau de distribution du débit journalier (Annexe (2)) nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures. Les résultats sont regroupés dans le tableau (2.1) ci-dessous :

Tableau (2.1) : Détermination de la capacité de stockage du réservoir Iakouchene R01

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	Résidu (%)
0-1	0.00	0.75	-0.75	-	-0.75
1-2	0.00	0.75	-0.75	-	-1.50
2-3	5.00	1.00	-	4.00	2.50
3-4	5.00	1.00	-	4.00	6.50
4-5	5.00	3.00	-	2.00	8.50
5-6	5.00	5.50	-0.50	-	8.00
6-7	5.00	5.50	-0.50	-	7.50
7-8	5.00	5.50	-0.50	-	7.00
8-9	5.00	3.50	-	1.50	8.50
9-10	5.00	3.50	-	1.50	10.00
10-11	5.00	6.00	-1.00	-	9.00
11-12	5.00	8.50	-3.50	-	5.50
12-13	5.00	8.50	-3.50	-	2.00
13-14	5.00	6.00	-1.00	-	1.00
14-15	5.00	5.00	-	-	1.00

Tableau (2.1) : Détermination de la capacité de stockage du réservoir Iakouchene R01 (suite et fin).

15-16	5.00	5.00	-	-	1.00
16-17	5.00	3.50	-	1.50	2.50
17-18	5.00	3.50	-	1.50	4.00
18-19	5.00	6.00	-1.00		3.00
19-20	5.00	6.00	-1.00	-	2.00
20-21	5.00	6.00	-1.00	-	1.00
21-22	5.00	3.00	-	2.00	3.00
22-23	0.00	2.00	-2.00	-	1.00
23-24	0.00	1.00	-1.00		0.00
Total	100.00	100.00	-	-	-

D'après le tableau ci-dessous :

$$P (\%) = |-1.50| + |+10.00| = 11.50\%$$

Calcul de la capacité du réservoir R01 Iakouchene existant

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_{\max} = 11.50 \times \left(\frac{1174.22}{100} \right) = 135.04 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 135.04 + 120 = 255.04 \text{ m}^3$$

Remarque : Il existe déjà un réservoir R01 existant de capacité 100 m³, aussi la capacité existante n'est pas suffisante. On opte pour la réalisation d'un réservoir R02 de 200 m³ jumelé avec celui existant.

- **Le diamètre du réservoir R02 (projeté)**

On prend la hauteur du réservoir [10] **H = 4 m**

$$D = \left[\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Avec : **V = 200 m³**

$$D = \left[\frac{4 \times 200}{\pi \times 4} \right]^{\frac{1}{2}}$$

D'où : **D = 7.98 m**

On prend, **D = 8 m**

• Calcul la hauteur de volume d'incendie

$$H_{inc} = \left[\frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2} \right]$$

Avec : $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$

$$H_{inc} = \left[\frac{4 \times 120}{\pi \times 8^2} \right]$$

La hauteur du volume d'incendie $H_{inc} = 2.39 \text{ m}$

2.7.3. Calcul de la capacité du réservoir Iafar R03 existant

Le réservoir Iafar R03 existant est alimenté par refoulement 20 / 24 h à partir de forage Iafar et alimente à son tour le village Iafar 24 /24 h gravitairement avec le même débit entrant. La valeur $K_{max} = 2.5$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau (2.3) ci-dessous :

Tableau (2.2) : Détermination de la capacité de stockage du réservoir Iafar R03

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	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

Tableau (2.2) : Détermination de la capacité de stockage du réservoir Iafar R03 (suite et fin)

16-17	5.00	10.40	-5.40	-	-2.90
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 :

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

Calcul de la capacité du réservoir R03 Iafar existant

Le volume résiduel sera :

$$V_{\max} = 18.70 \times \left(\frac{157.51}{100} \right) = 29.45 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera :

$$V_t = 29.45 + 120 = 149.45 \text{ m}^3$$

Remarque : Il existe déjà un réservoir R03 de capacité 100 m³, aussi la capacité existante n'est pas suffisante. . On opte pour la réalisation d'un réservoir R04 de 100 m³ jumelé avec celui existant

- **Le diamètre du réservoir R04 projeté**

On prend la hauteur du réservoir [10] **H = 4 m**

$$D = \left[\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.3)$$

Avec : $V = 100 \text{ m}^3$

$$D = \left[\frac{4 \times 100}{\pi \times 4} \right]^{\frac{1}{2}}$$

D'où : $D = 5.64 \text{ m}$

On prend, $D = 6 \text{ m}$

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

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times D^2} \right] \quad (2.4)$$

Avec : $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{4 \times 120}{\pi \times 6^2} \right]$$

La hauteur du volume d'incendie $H_{\text{inc}} = 4.25 \text{ m}$

La figure (2.4), représente un schéma d'emplacement des réservoirs existants et projeté.

2.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vérifié et déterminé les volumes des réservoirs et de la station de reprise ainsi que leurs dimensions (hauteur d'incendie et diamètre du réservoir). On a opté pour la réalisation des réservoirs suivants :

- R02 de capacité 200 m^3 à Iakouchène ;
- R04 de capacité 100 m^3 à Iafar.

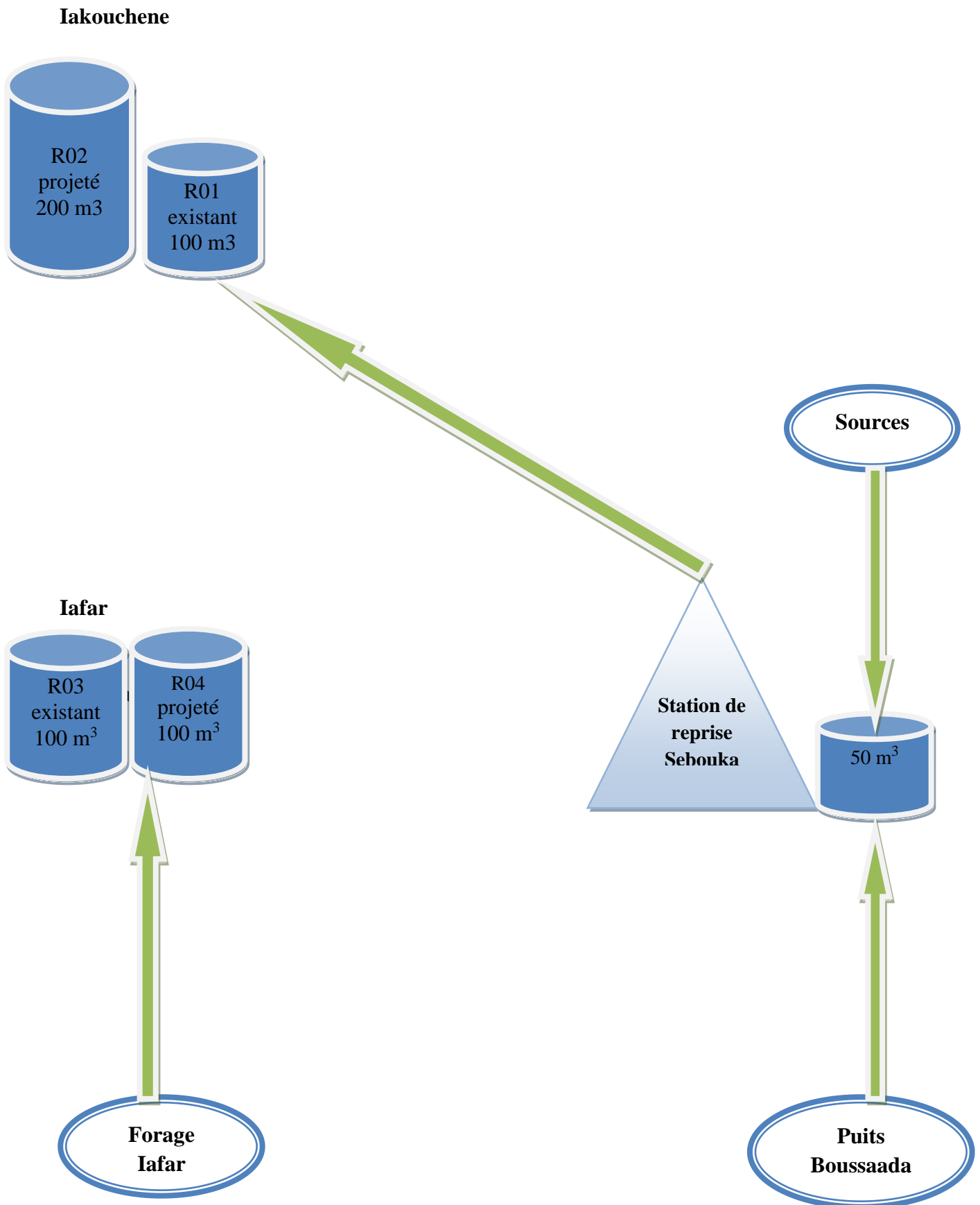


Figure (2.4) : Schéma d'emplacement des réservoirs

Chapitre 3

Chapitre 3

Adduction

3.1. Introduction

L'adduction étant définie, comme le transport des eaux de zone de captage aux zones de stockage. Le but de cette partie est de parvenir à la mise en place d'un système d'adduction qui a deux aspects dépendant l'un de l'autre, l'un technique et l'autre économique.

3.2. Différent types d'adductions :

On distingue deux types d'adductions [8] :

- **Adduction gravitaire** : Un écoulement gravitaire est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force extérieure qui lui sera appliquée (condition par la pente, pesanteur, ...etc.). Dans le cas d'une canalisation gravitaire ; la source d'eau doit se situer à une cote supérieure à celle du réservoir d'accueil.
- **Adduction par refoulement** : Adduction par refoulement est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force mécanique qui lui sera appliquée (condition par la pompe), dans ce cas la source d'eau doit se situer à une cote inférieure à celle du réservoir d'accueil.

3.3. Choix du tracé

Le tracé de la conduite est choisi selon certains facteurs d'ordre technique et économique, les conditions suivantes sont à respecter [8] :

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

facilement les accotements de la route. On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation, c'est-à-dire :

- Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations ;
- Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

3.4. Description du schéma d'adduction

La chaîne d'adduction par refoulement des villages Sebouka , Manchar et Bouchertioua est composée d'un système étagé comme suit :

- A partir de deux puits (adduction par refoulement) et la source de Sebouka (gravitairement) vers les stations de reprise Sebouka SR01 existante.
- Les réservoirs situés à Iakouchene (existant R01 et projeté R02) sont alimentés par refoulement à partir de la station de reprise SR01.
- Pour le réservoir existant R03 et le réservoir projeté R04 situé à Iafar sont alimentés par refoulement à partir du forage Iafar.

3.5. Choix des types de conduites

Une conduite est constituée par un assemblage de tuyaux, les uns aux autres .Ces derniers peuvent être [9] :

- Métallique : fonte et Acier ;
- A base de ciment : béton armé, béton précontraint ;
- En matière thermoplastique : chlorure de polyvinyle (PVC), Polyéthylène (PEHD).

Le choix du matériau des conduites enterrées dépend aussi bien de leur faisabilité technico- économique. Sur le plan technique, cette faisabilité dépend de plusieurs exigences, telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et aux charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilitation d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique, elle dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local.

- **Conduite en Acier**

- ✓ Bonne résistance aux chocs et aux charges compressives.
- ✓ Longueur des conduites varie entre 6 à 16 m ce qui réduit le nombre de joints, par conséquent, une réduction des risques de fuites.

- **Conduite en PEHD**

- ✓ Facilité de pose (grand flexibilité) possibilité d'enroulement en couronne pour les petites diamètres.
- ✓ Fiables au niveau du branchement (pas de fuite).

3.6. Etude technico-économique des conduites

Cette étude consiste à faire le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite, qui repose sur deux critères [9] :

- Techniquement le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à des vitesses accessibles, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite et la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 2 m/s.
- Les frais d'investissement (Frais d'exploitation + Frais d'amortissement) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

3.6.1. Calcul du diamètre économique

Afin d'obtenir un équilibre relatif entre ces deux facteurs, le diamètre doit être judicieusement choisi, de façon à avoir l'optimum économique. Pour cela, on dispose de deux corrélations établies par **BRESS** et **BONNIN** [9], qui permettent l'approximation de ce diamètre économique D_N :

- **Formule de BONNIN** : $D_{N1} = \sqrt{Q}$ (3.1)

- **Formule de BRESS** : $D_{N2} = 1.5 \times \sqrt{Q}$ (3.2)

Avec :

- Q : Débit transitant dans la conduite en (m^3/s) ;
- D_N : Diamètre de la conduite (m).

Ces deux formules nous donnent une approche du diamètre économique suivant plusieurs diamètres normalisés. Le plus économique sera celui qui présent un bilan minimal et une vitesse acceptable (0.5 m/s à 2 m/s).

3.6.2. Calcul de la vitesse

La vitesse sera calculée par la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi \times D^2} \quad (3.3)$$

Avec :

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

3.6.3. Calcul des pertes de charge

On considère deux types de pertes de charge :

- Perte de charge linéaire : due aux frottements contre les parois internes de la conduite.
- Perte de charge singulière : au niveau des coudes, clapets et les pièces spéciales.

3.6.3.1. Pertes de charge linéaire (HL)

Elles se déterminent à partir de la formule de Darcy-Wesbach [9] :

$$H_L = J \times L \quad (3.4)$$

Avec :

$$J = \lambda \times \frac{V^2}{2gD} \quad (3.5)$$

$$H_L = \lambda \times L \times \frac{V^2}{2gD} \quad (3.6)$$

Avec:

- J: Perte de charge par unité de longueur (m) ;
- L: Longueur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de perte de charge de Darcy ;
- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m²/s²).

λ se calcule selon le régime d'écoulement qui est déterminé à partir de l'abaque de Moody(Annexe(2)) en fonction du nombre de Reynolds et la rugosité relative. On peut appliquer les formules suivantes [9] :

- En régime turbulent rugueux, λ est donné par la formule de Nikuradze [9] :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \times \ln \frac{K}{D}\right)^{-2} \quad (3.7)$$

- En régime de transition, λ est donné par la formule de Colebrook [9] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71.D} + \frac{2.51}{R.\sqrt{\lambda}} \right) \quad (3.8)$$

Avec :

- K : Rugosité de la conduite, qui représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau. Dans la pratique K est pris égal à :
 - **10⁻³m** pour l'**acier**.
 - **0.01 mm** pour les diamètres \leq **200 mm** et **0.02 mm** pour les diamètres $>$ **200mm** pour le **PEHD**.
- Re : Nombre de Reynolds qui est donné par la formule suivante [9]:

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (3.9)$$

Où :

- ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de Stokes [8].

$$\nu = \frac{0.0178}{1 + 0.00337T + 0.000221T^2} \quad (3.10)$$

- T : Température de l'eau en $^{\circ}C$
- à $10^{\circ}C$: $\nu = 1,30 \times 10^{-6} m^2/s$
- à $20^{\circ}C$: $\nu = 1,00 \times 10^{-6} m^2/s$

3.6.3.2. Pertes de charge singulières H_s

Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires [9].

$$H_s = 0,15 \times H_L \quad (3.11)$$

3.6.3.3. Pertes de charge totale H_t

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

Pour l'acier :

$$H_t = 1,1 \times H_L = 1,1 \times J \times L \quad (3.12)$$

Pour le PEHD :

$$H_t = 1,15 \times H_L = 1,15 \times J \times L \quad (3.13)$$

3.6.3.4. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)

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

$$Hmt = Hg + Ht \quad (3.14)$$

Avec :

- Hg : Hauteur géométrique (m) ;
- Hmt : Hauteur manométrique ;
- Ht : Pertes de charge totales.

3.7. Puissance absorbée par la pompe

Elle se calcule par la formule suivante [9] :

$$Pa = \frac{\rho \times g \times Q \times Hmt}{\eta} \quad (\text{watt}) \quad (3.15)$$

Avec :

- Q : Débit à refouler (m³/s).
- η : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 75%).
- Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

3.8. Energie consommée par la pompe

Elle se détermine par la formule suivante [9] :

$$E = Pa \times t \times 365 \quad (3.16)$$

Avec :

- t : Temps de pompage (20h)
- Pa : Puissance absorbée (Kwh)

3.9. Frais d'exploitation

Ils sont déterminés par la formule suivante [9]:

$$F_{exp} = E \times e \quad (\text{Da}) \quad (3.17)$$

Où :

- E : Energie consommée par la pompe ;
- e = 4.67 Da : Prix d'un Kwh selon Sonelgaz.

3.10. Calcul de l'amortissement

3.10.1. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont le produit du prix de revient des conduites et de l'annuité. Les prix de revient sont représentés dans (l'annexe (4)) et seront calculés à partir de la formule suivante [9] :

$$F_{am} = P_u \times L \times A_v \quad (3.18)$$

Avec :

- P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml) ;
- L : Longueur du tronçon (m).
- A_v : Amortissement annuel(Annuité).

3.10.2. Calcul de l'annuité

L'annuité ce calcul à partir de la formule suivante [9] :

$$A_v = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (3.19)$$

Où :

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

Donc, $A = 0,089$.

3.10.3. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (3.20)$$

Avec :

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

3.11. Calcul des diamètres économiques pour les conduites d'adduction par refoulement

3.11.1. Calcul des diamètres économiques pour le tronçon SP puits – SR01 Sebouka

► **Caractéristiques du tronçon**

- $Q = 13.59 \text{ l/s} = 0.01359 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 2000 \text{ m}$
- $H_g = 211 \text{ m}$ (côte d'épart = 550 m, côte d'arrivée = 761 m)

En utilisant les formules (3.1) et (3.2), on aura :

- **Formule de BONNIN** : $D_{N1} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.01359} = 0.117 \text{ m}$.
- **Formule de BRESS** : $D_{N2} = 1.5 \times \sqrt{Q} = 1.5 \times \sqrt{0.01359} = 0.175 \text{ m}$.

On a $H_g = 211 \text{ m}$ donc le HMT sera très élevé, pour cela on choisit l'**acier noir** comme matériaux. Les diamètres normalisés sont : 125, 150 et 200 mm.

Les résultats des différents calculs sont représentés dans les tableaux (3.1), (3.2), (3.3) et (3.4) ci-dessous :

► **Calcul de la hauteur manométrique totale**

Tableau (3.1) : Calcul de la Hmt du tronçon SP puits – SR01 Sebouka

D (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Re	L (m)	λ	H _L	ΔH _t	H _{mt}
125	120	1.20	0.01359	144000	2000	0.036	47.96	53.25	264.25
150	144	0.83	0.01359	119520	2000	0.034	18.24	20.28	231.28
200	192	0.47	0.01359	90240	2000	0.032	4.05	4.46	215.46

► **Calcul des frais d'exploitation**

Tableau (3.2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP puits – SR01 Sebouka

D (mm)	D _{int} (mm)	Pa (kw)	E (kwh)	e (DA / kwh)	F _{exp} (DA)
125	120	46.97	342895.3784	4.6700	1601321.417
150	144	41.11	300119.3457	4.6700	1401557.344
200	192	38.30	279590.1854	4.6700	1305686.166

► **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau (3.3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP puits – SR01 Sebouka

D (mm)	D_{int} (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	F am (DA)
125	120	2100	2000	0.089	373800
150	144	2900	2000	0.089	516200
200	192	3800	2000	0.089	676400

► **Calcul du bilan**

Tableau (3.4) : Calcul du bilan du tronçon SP puits – SR01 Sebouka

D (mm)	D_{int} (mm)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
125	120	1601321.417	373800	1975121.417
150	144	1401557.344	516200	1917757.344
200	192	1305686.166	676400	1982086.166

D'après le bilan le diamètre économique est celui de **150 mm**, avec un bilan minimal de **1917757.344DA** et une vitesse de **0.83 m/s**.

3.11.2. Calcul des diamètres économiques pour le tronçon SR01 Sebouka- réservoirs (R01 et R02) Iakouchene

► **Caractéristiques du tronçon**

- $Q = 13.59 \text{ l/s} = 0.01359 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 900 \text{ m}$
- $H_g = 214 \text{ m}$ (cote d'épart = 761 m, cote d'arrivée = 975 m)

En utilisant les formules (3.1) et (3.2), on aura :

- **Formule de BONNIN** : $D_{N1} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.01359} = 0.117 \text{ m}$.
- **Formule de BRESS** : $D_{N2} = 1.5 \times \sqrt{Q} = 1.5 \times \sqrt{0.01359} = 0.175 \text{ m}$.

On a $H_g = 214 \text{ m}$ donc le HMT sera très élevé, pour cela on choisit l'**acier** comme matériaux, les diamètres normalisés sont : 125, 150 et 200 mm.

► **Calcul de la hauteur manométrique totale**

Les résultats des différents calculs sont représentés dans les tableaux (3.5), (3.6),(3.7) et (3.8) ci-dessous :

Tableau (3.5) : Calcul de la Hmt du tronçon SR01 Sebouka – Réservoirs (R01 et R02) Iakouchene

D (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Q (m³/s)	Re	L (m)	λ	H_L	ΔH_t	Hmt
125	120	1.20	0.01359	144000	900	0.036	21.78	23.96	237.96
150	144	0.83	0.01359	119520	900	0.034	8.3	9.13	223.13
200	192	0.47	0.01359	90240	900	0.032	1.83	2.01	216.01

► **Calcul des frais d'exploitation**

Tableau (3.6) : Calcul des frais d'exploitation de tronçon SR01 Sebouka – Réservoirs (R01 et R02) Iakouchene

D (mm)	D_{int} (mm)	Pa (kw)	E (kwh)	e (DA / kwh)	F_{exp}(DA)
125	120	42.2991	308785.4813	4.6700	1442028.198
150	144	39.6625	289536.2666	4.6700	1352134.365
200	192	38.3970	280298.1444	4.6700	1308992.335

► **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau (3.7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon SR01 Sebouka -Réservoirs (R01 et R02) Iakouchene

D (mm)	D_{int} (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	F_{am} (DA)
125	120	2900	900	0.089	168210
150	144	3800	900	0.089	232290
200	192	4500	900	0.089	304380

► **Calcul du bilan**

Tableau (3.8) : Calcul du bilan du tronçon SR01 Sebouka -Réservoirs (R01 et R02) Iakouchene

D (mm)	D_{int}(mm)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
125	120	1442028.198	168210	1610238.198
150	144	1352134.365	232290	1584424.365
200	192	1308992.335	360450	1613372.335

D'après le bilan le diamètre économique est celui de **150 mm**, avec un bilan minimal de **1584424.365 DA** et une vitesse de **0.83 m/s**.

3.11.3. Calcul des diamètres économiques pour le tronçon forage Iafar – Réservoirs (R03 et R04) Iafar

► **Caractéristiques du tronçon**

- $Q = 1.8 \text{ l/s} = 0.0018 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 350 \text{ m}$
- $H_g = 98 \text{ m}$ (cote d'épart = 701 m, cote d'arrivée = 799 m)

En utilisant les formules (3.1) et (3.2), on aura :

- **Formule de BONNIN** : $D_{N1} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0018} = 0.042 \text{ m}$.
- **Formule de BRESS** : $D_{N2} = 1.5 \times \sqrt{Q} = 1.5 \times \sqrt{0.0018} = 0.064 \text{ m}$.

On a $H_g = 98 \text{ m}$ donc le HMT sera ordinaire, pour cela on choisit l'**PEHD** comme matériaux, les diamètres normalisés sont : 50, 63, 75 mm.

Les résultats de différents calculs sont représentés dans le tableau (3.9), (3.10), (3.11) et (3.12) ci-dessous :

► **Calcul de la hauteur manométrique total**

Tableau (3.9) : Calcul de Hmt pour le tronçon forage Iafar – Réservoirs (R03 et R04) Iafar

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Re	L (m)	K/D	λ	H_L	ΔH_t	Hmt
50	38.8	1.52	0.0018	58976	350	2.58×10^{-4}	0.021	23.50	27.02	125.02
63	48.8	0.96	0.0018	46848	350	2.05×10^{-4}	0.0219	7.74	8.90	106.90
75	58.2	0.68	0.0018	39576	350	1.72×10^{-4}	0.0226	3.30	3.80	101.80

► **Calcul des frais d'exploitation**

Tableau (3.10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon forage Iafar – Réservoirs (R03 et R04) Iafar

D (mm)	Pa (kw)	E (kwh)	e (DA / kwh)	Fexp(DA)
50	2.9434	21486.7541	4.6700	100343.1417
63	2.5168	18372.3656	4.6700	85798.9472
75	2.3969	17497.3316	4.6700	81712.5385

► **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau (3.11) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon forage Iafar – Réservoirs (R03 et R04) Iafar

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	A	F am (DA)
50	222.64	350	0.089	6935.2360
63	352.23	350	0.089	10971.9645
75	495.12	350	0.089	15422.9880

► **Calcul du bilan**

Tableau (3.12) : Calcul du bilan du tronçon forage Iafar – Réservoirs (R03 et R04) Iafar

D (mm)	F exp (DA)	F am (DA)	Bilan (DA)
50	100343.1417	6935.2360	107278.3777
63	85798.9472	10971.9645	96770.9117
75	81712.5385	15422.9880	97135.5265

D'après le bilan ? Le diamètre économique est celui de **63 mm**, avec un bilan minimal de **96770.9117DA** et une vitesse de **0.96 m/s**.

3.12. Equipement de L'adduction

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants [11] :

3.12.1. Les vannes de sectionnement

Les vannes sont des pièces qui permettent de sectionner, régler et régulariser l'écoulement de l'eau dans le réseau et d'assurer une exploitation rationnelle. Il existe plusieurs types :

3.12.1.1 Les robinets vannes à opercule

Ce sont des appareils de sectionnement à ouverture ou fermeture totale. La pièce maîtresse est constituée d'un obturateur, dont une vis de manœuvre assure le déplacement au cours de sa rotation. Elles sont généralement placées sur le réseau tertiaire et le réseau secondaire (Figure (3.1)) [11].



Figure (3.1) : Vanne à opercule

3.12.1.2 Les vannes à papillons

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement. La pièce maîtresse est un disque appelé papillon qui pivote autour d'un axe perpendiculaire à celui de la canalisation pour assurer l'ouverture ou la fermeture (Figure (3.2)) [11].



Figure (3.2) : Vanne à papillon

3.12.1.3 La vidange

Les vidanges sont placées aux points bas du réseau pour assurer la purge des conduites en cas d'entretien du réseau. Une vidange est constituée :

- D'une vanne ;
- D'une conduite de décharge ;
- D'un regard de vidange à partir duquel l'eau est évacuée dans le système d'assainissement pluvial.

3.12.2. Les Ventouses

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servent à l'évacuation de l'air présent dans les conduites afin de rétablir le diamètre de la conduite pour l'eau, de bloquer le déplacement des poches d'air vers des lieux où elles pourraient provoquer des coups de bélier importants, et d'admettre l'air atmosphérique dans certaines conditions pour éviter l'écrasement des conduites (Figure (3.3)) [11].



Figure (3.3) : Ventouse

3.12.3. Les clapets anti-retour

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau). (Figure ((3.4)) [11].



Figure (3.4) : Clapet anti-retour

3.12.4. Les Crépines

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction des corps étrangers dans les pompes.

3.13. Conclusion

Dans ce chapitre consacré à l'adduction, nous avons fait une étude globale technico-économique pour dimensionner les différents tronçons par refoulement dont la longueur totale est de 3250 m divisée en trois parties. La première partie (puits Boussaada vers station de reprise Sebouka) est de longueur de 2000 m avec des conduites en acier de diamètre de 150 mm, la deuxième partie (station de reprise vers réservoirs Iakouchene) est de longueur 900 m avec des conduites en acier de diamètre de 150 mm et la troisième partie (forage Iafar vers réservoirs Iafar) de longueur 350 m avec des conduites en PEHD PN16 de diamètre de 63 mm.

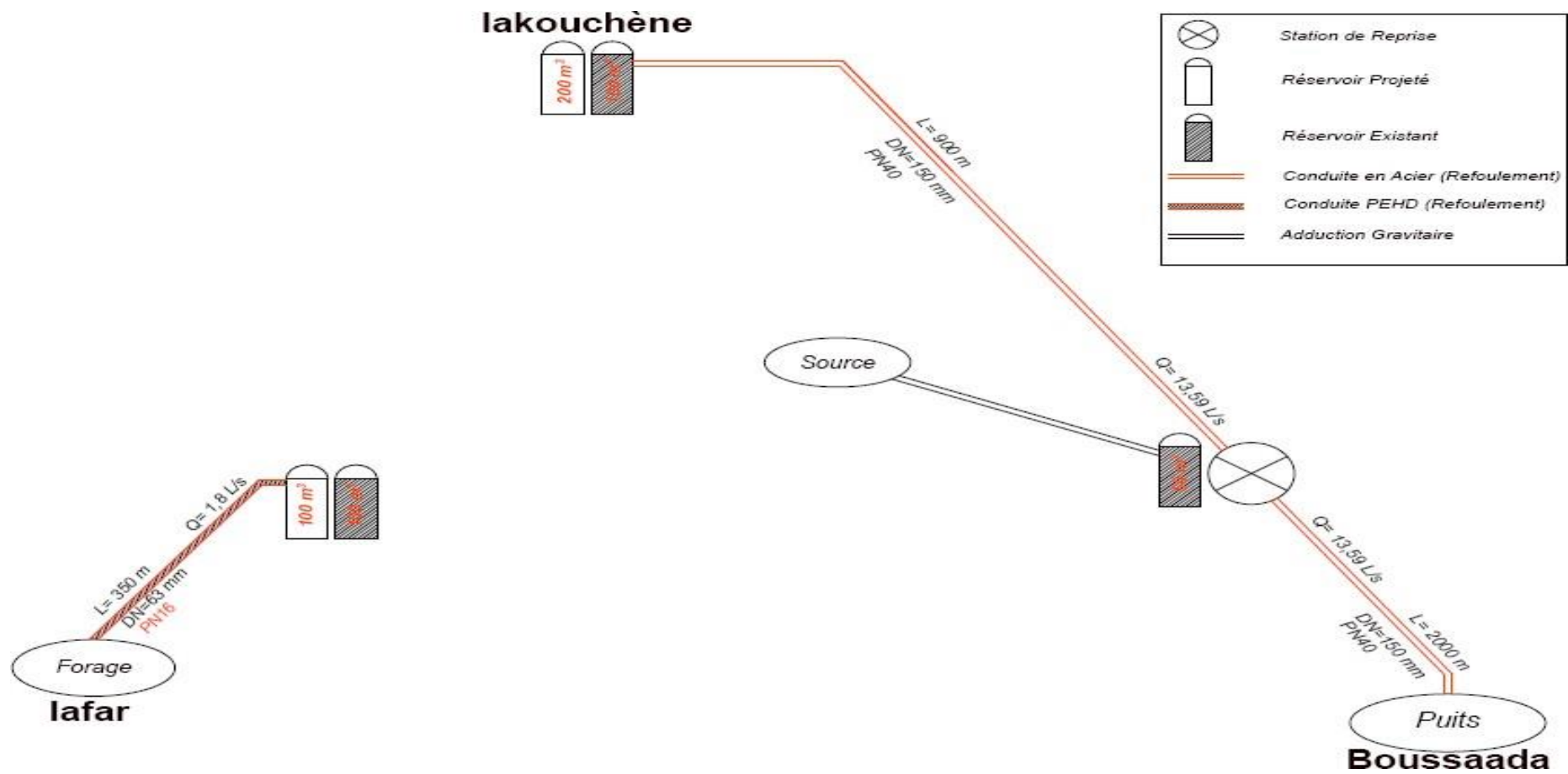


Figure (3.5) : Schéma d'adduction de la zone d'étude

Chapitre 4

Chapitre 4

Les pompes et coup de bélier

4.1. Introduction

Après avoir fini la partie adduction, nous entamerons la partie étude des pompes à fin de choisir les pompes qui convient aux caractéristiques des conduites et qui permettront d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale.

4.2. Les pompes

La pompe est un appareil destiné à faire circuler un fluide (en général un liquide) en l'aspirant, le refoulant ou en le comprimant. Le rôle de la pompe consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique.

4.3. Les choix des pompes

Le choix de type de pompe à installer doit se faire façon à [9] :

- ▶ Assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique de la pompe ;
- ▶ Assurer le rendement maximum;
- ▶ Une vitesse de rotation assez importante ;
- ▶ Vérifier les conditions de non cavitation ;
- ▶ Puissance absorbée minimale.

Dans le projet actuel, on opte pour les pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal, pour cela on utilisera le catalogue numérique Caprari.

4.4. Classification des pompes

On distingue deux grandes catégories des pompes [9] :

- ❖ **Les turbopompes** où le mouvement du fluide est généré par la force centrifuge ;
- ❖ **Les pompes volumétriques** dont l'écoulement résulte d'une variation de volume de l'espace occupé par le liquide.

On distingue selon la forme du rotor et la direction de l'écoulement entre l'entrée et la sortie trois types (Figure (4.1)) :

- **Pompe centrifuge** : hauteur d'élévation très importante ;
- **Pompe Hélice ou Axiale** : débit important et hauteur d'élévation faible ;
- **Pompe Hélico-centrifuge** : débit moyen, hauteur d'élévation allant jusqu'à 25-30m.

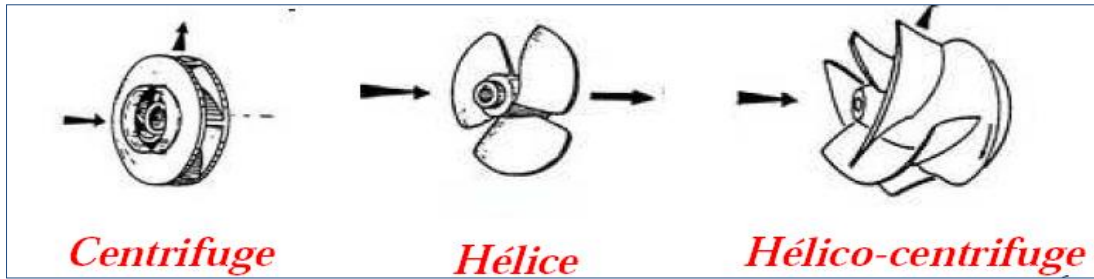


Figure (4.1) : Différents types des turbopompes [9].

4.5. Caractéristiques hydrauliques des pompes

4.5.1 Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses performances sont représentées dans la Figure (4.2) [10].

➤ **La courbe hauteur - débit « $H = f(Q)$ »**

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

➤ **La courbe rendement - débit « $\eta = f(Q)$ »**

Elle présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

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

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

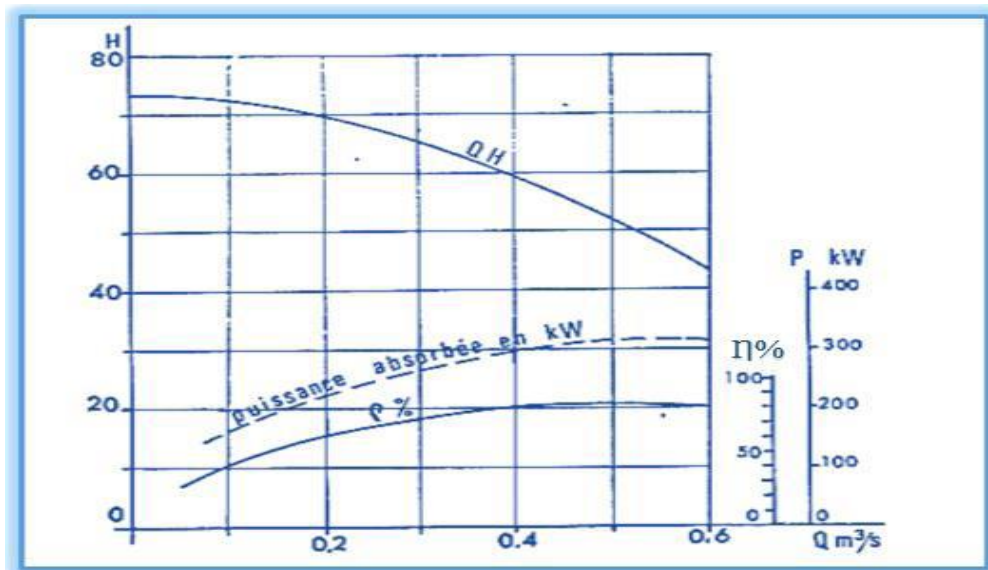


Figure (4.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

4.5.2. Hauteur manométrique totale (Hmt)

Le Hmt 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 :

$$Hmt = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (4.1)$$

Avec :

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

4.5.3. 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).

4.5.4. La vitesse de rotation (N)

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

4.5.5. La puissance

On distingue deux types de puissance :

4.5.5.1. 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 :

$$P_a = \frac{g \times Hmt \times Q}{\eta} \quad (4.2)$$

Avec :

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

4.5.5.2 La puissance utile (P_u)

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

$$P_u = g \times Hmt \times Q \quad (4.3)$$

4.5.6. 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 :

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (4.4)$$

$$\eta = \frac{Q \times g \times H_{mt}}{P_a} \quad (4.5)$$

4.6. 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 [10].

4.6.1. Première variante : modification du temps de pompage

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

$$T' \times Q = T \times Q_1 \quad (4.6)$$

D'où :

$$T' = T \times Q_1 / Q \quad (4.7)$$

4.6.2. Deuxième variante : 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 [10] :

$$h = H' - H_1 \quad (4.8)$$

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 :

$$P_a = \frac{g \times Q' \times H'}{\eta} \quad (4.9)$$

4.6.3. Troisième variante : 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 [10] :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} \quad (4.10)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

- **Le pourcentage de rognage (r) :**

$$r = 1 - m(\%) \quad (4.11)$$

- **La puissance absorbée par la pompe :**

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (4.12)$$

4.6.4. Quatrième variante : 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) [10].

- **La nouvelle vitesse de rotation est :**

$$N_2 = N_1 \times \frac{Q_2}{Q_1} \text{ (Tr / min)} \quad (4.13)$$

- **La puissance absorbée par la pompe :**

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (4.14)$$

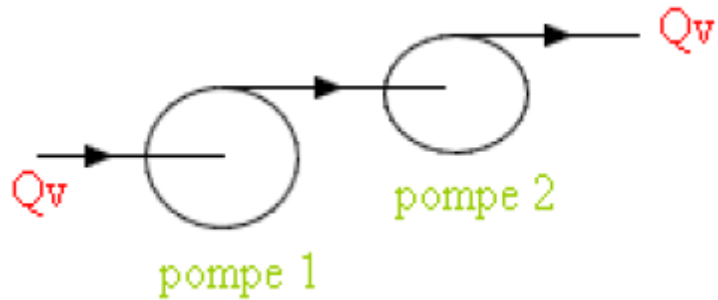
4.7. Couplage de pompes

Le couplage des pompes peut s'effectuer en série ou en parallèle.

4.7.1. Couplage en série

Le couplage en série est mis en application sur les pompes centrifuges multicellulaires. Tout se passe comme si le refoulement d'une pompe arrivait à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante. Pour un débit donné, la hauteur d'élévation est égale à la somme des hauteurs d'élévation produites par chaque groupe ou chaque cellule. En plaçant deux pompes en série,

la Hmt du point de fonctionnement sera égale à la somme des Hmt des deux pompes comme elle le représente la Figure (4.3) ci-dessous.



$$H_{mt}(\text{ensemble}) = H_{mt}(\text{pompe 1}) + H_{mt}(\text{pompe 2})$$

Figure (4.3) : Couplage de deux pompes en série [11].

On utilisera deux pompes en série, ou plus, lorsque l'on cherchera à augmenter la hauteur manométrique. Ce couplage est adapté au circuit ouvert ou fortement résistant.

4.7.2 Couplage en parallèle

Lorsque l'on met deux pompes en parallèle, les débits s'ajoutent. Ainsi, on peut reconstruire la caractéristique de l'ensemble des deux pompes en sommant le débit pour une hauteur manométrique donnée. En les plaçant en parallèle c'est le débit du point de fonctionnement qui sera égal à la somme des débits des deux pompes comme elle le représente la figure (4.4) ci-dessous.

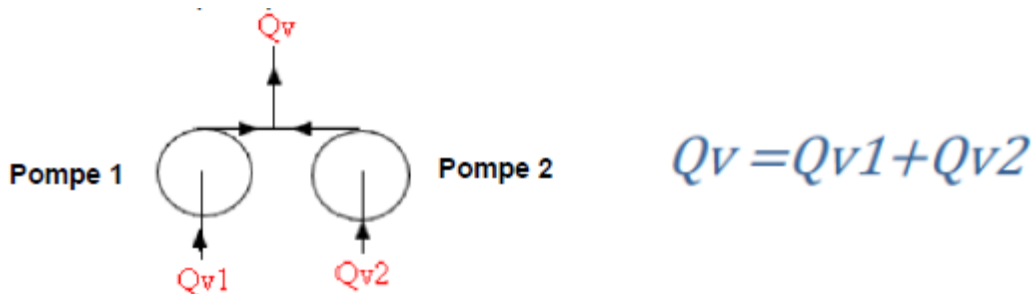


Figure (4.4) : Couplage de deux pompes en parallèle [11]

On utilisera deux pompes en parallèle lorsque l'on cherchera à augmenter le débit dans les réseaux fermés faiblement résistifs.

4.8. Etude de la cavitation

La cavitation est la formation et l'implosion rapides de bulles d'air dans l'eau lorsque celle-ci circule à travers la pompe. La cavitation est un phénomène causé par l'eau bouillante. L'eau peut bouillir car la pression diminue localement. Cependant, ce n'est pas l'ébullition qui endommage la pompe. C'est quand l'eau passe de l'état de vapeur à celui de liquide que les dégâts surviennent. La cavitation est un problème important qui doit être surveillé lorsque l'on

travaille avec des pompes. Cela peut être dévastateur pour les pompes. La figure (4.5) représente le phénomène de cavitation.



Figure (4.5) : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuges [11].

Le phénomène de cavitation se produit préférentiellement à l'aspiration des pompes. La baisse de pression qui le produit peut être due :

- A l'augmentation de la hauteur géométrique d'aspiration de la pompe ;
- Aux pertes de charge dans la tuyauterie d'aspiration ;
- A l'énergie cinétique de l'eau mise en mouvement, particulièrement importante dans la roue de la pompe ;
- A l'augmentation de la température du liquide pompé ; l'eau peut bouillir à la suite d'une chute de pression locale. Cette chute de pression est liée à la conception de la roue de la pompe. L'eau bouille à 100 °C lorsque la pression atmosphérique est normale. Lorsque la pression descend en dessous de la pression atmosphérique normale, l'eau commence à bouillir à une température inférieure. Par exemple, si la pression chute à 0.1 bar, l'eau commence à bouillir à 45 °C.

Pour qu'une pompe fonctionne normalement sans cavitation, il faut vérifier la condition suivante :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (4.15)$$

► **Pour l'alimentation en charge**

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g \times \rho)) + H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (4.16)$$

► **Pour l'alimentation en dépression**

$$(NPSH)_d = (P_0 / (g \times \rho)) - H_a - (J_{asp} + T_v) \quad (4.17)$$

Avec:

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m);

- Jasp : Perte de charge à l'aspiration en (m);
- $P_0 / (g \times \rho)$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- T_v : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Dans notre étude on prend $T=20\text{ c}^\circ$. Tableau (4.1).

Tableau (4.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température [10].

T (C°)	00	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
T_v (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 température et de pression normales pour l'eau, sont respectivement 20 C° et 1.013 bars.

D'où :

$$\frac{P_{at}}{\rho g} = 10.33 \text{ m} \quad (4.18)$$

$$\frac{P_v}{\rho g} = 0.24 \text{ m} \quad (4.19)$$

$$(NPSH)_d = 10.33 + H_a - \left(J_a + \frac{P_v}{\rho g} \right) \quad (4.20)$$

$(NPSH)_r$: C'est la hauteur minimale du liquide, supposé à sa température d'ébullition, nécessaire au dessous de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Elle est donnée par le constructeur de la pompe, aussi elle dépend du type de pompe et du point de leur fonctionnement.

4.9. Choix du type de pompe pour différentes stations

4.9.1. Station de reprise SR01 (Sebouka)

- **Caractéristiques de la conduite**

$$Q = 13.59 \text{ (l/s)}$$

$$H_{mt} = 223.13 \text{ m}$$

$$L_c = 900 \text{ ml}$$

$$D = 150 \text{ mm}$$

• Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique Caprari, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (HMU50-2/ 6B) (Annexe (5)), avec :

- $Q = 13.05 \text{ l/s}$
- $H = 222 \text{ m}$
- $Pa = 40.5 \text{ kw}$
- $(NPSH)r = 2.28 \text{ m}$
- $\eta = 71.3 \%$
- $N = 2950 \text{ Tr /min}$

La figure (4.6) représente la courbe caractéristique de la pompe du la station SR01 (Sebouka) (HMU50-2/ 6B).

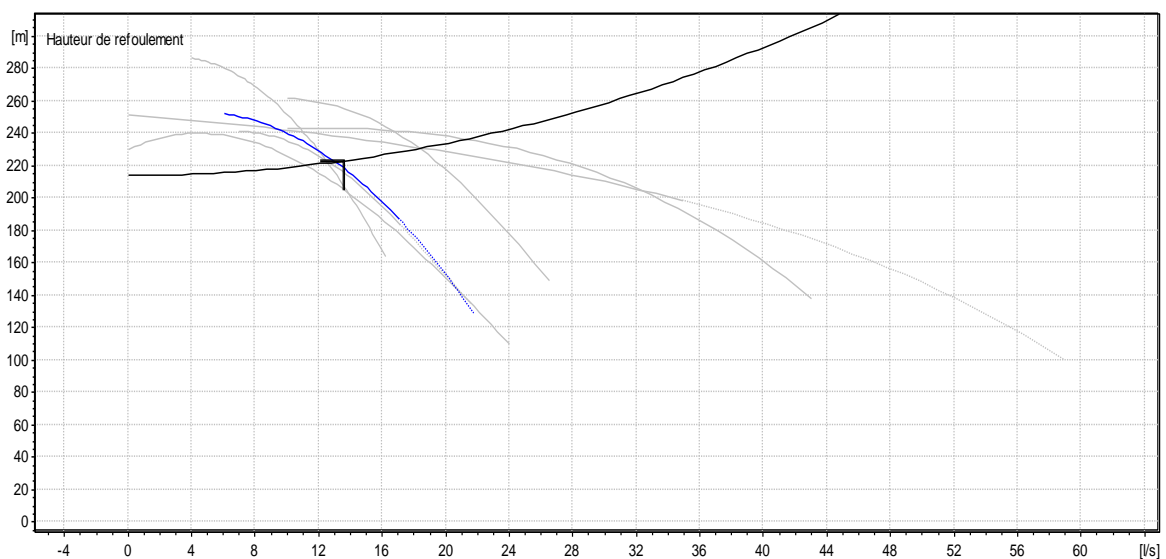


Figure (4.6) : Courbe caractéristique de la pompe du la station SR01 (Sebouka) (HMU50-2/ 6B)

- **Les caractéristiques de la pompe de type HMU50-2/ 6B :**
 - Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal
 - Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires en fonte
 - Roues : en alliage de cuivre
 - Diffuseurs : en fonte
 - Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements logés dans le palier
 - Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
 - Douille de protection de l'arbre en acier inoxydable
 - Compensation de la poussée axiale par nervures de renfort sur la face arrière de la roue
 - Palier de base avec roulements à bain d'huile

• **Données techniques / Caractéristiques :**

- Q : 13.05 l/s
- H : 222 m
- n. pôles : 2
- Fréquence : 50 Hz
- Monophasé / Triphasé : 3~
- Puissance moteur P2 : 45 kW
- Tension : 400 V
- Diamètre refoulement : DN 50 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN80 (UNI PN16)

On opte pour l'installation des deux pompes, une pour refoulement et l'autre pompe de secours. Ces pompes sont identiques de type **HMU50-2/ 6B** (Annexe (5)).

Remarque : D'après la figure (4.6), le point de fonctionnement des deux pompes ne coïncide pas avec le point recherché, alors ces pompes nécessitent des modifications.

➤ **Ajustement du point de fonctionnement**

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

• **Changement de la vitesse de rotation**

Réduction du débit par diminution de la vitesse de rotation :

- Le débit de fonctionnement est $Q_1 = 13.05$ l/s
- La vitesse de rotation du moteur est $N_1 = 2950$ tr/min
- Le débit visé est $Q_2 = 13.59$ l/s
- Quelle est la vitesse N_2 qu'on devrait utiliser pour obtenir le débit visé ?

$$N_2 = N_1 \cdot (Q_2 / Q_1) = 2950 \times (13.59 / 13.05) = \mathbf{3072 \text{ tr/min}}$$

$$H_2 = (N_2 / N_1)^2 \cdot H_1 = (3072 / 2950)^2 \times 222 = \mathbf{240.74 \text{ m}}$$

$$P_{a2} = \frac{Q_2 \times g \times H_{mt}}{\eta_2} = \frac{9.81 \times (13.59 \div 1000) \times 223.13}{0.713} = \mathbf{41.72 \text{ kw}}$$

• **Rognage**

Dans le cas des pompes centrifuges multicellulaires, cette solution n'est pas commode, en raison des cellules qu'il faut rogner.

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

Les pertes de charge créées par la vanne d'étouffement ne sont pas disponible car :

- $h_v = H' - H_{mt}$,
- $H' = 222 \text{ m}$
- $H_{mt} = 223.13 \text{ mm}$

D'où :

$$H' < H_{mt}$$

- **Changement du temps de pompage**

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

- Le débit de fonctionnement est $Q_1 = 13.05 \text{ l/s}$
- Le débit visé est $Q_2 = 13.59 \text{ l/s}$.

$$T_2 = \frac{Q_1}{Q_2} \times T_1 = \frac{13.59}{13.05} \times 20 = 20.83 \text{ h} \approx 21 \text{ h}.$$

D'où :

- $T_1 = 20 \text{ h}$: Le temps de pompage durant la journée.

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 222 \times 0.01305}{0.731} = 38.9 \text{ kw}.$$

➤ **Bilan énergétique**

$$E = P_a \times t \times 365$$

- Pour la première variante (Changement de la vitesse de rotation) :

$$E = 304556 \text{ kw /h}.$$

- Pour la quatrième (Changement du temps de pompage) :

$$E = 298168.5 \text{ kw /h}.$$

Après ces résultats, nous procéderons au Diminution du temps de pompage

Correspond au bilan : $E = 298168.5 \text{ kw /h}$.

➤ **Etude de la cavitation**

On fixe $H_a = 1$ m; $\Delta H_a = 0$ m.

D'où :

- H_a : hauteur d'aspiration en (m) ;
- ΔH_a : perte de charge à l'aspiration en (m).

$$(NPSH)_r = 2.28 \text{ m}$$

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.

4.9.2. Type de pompe pour les deux puits (Boussaada)

➤ **Caractéristiques de la conduite**

$$Q = 13.59 \text{ l/s}$$

$$H_{mt} = 231.28 \text{ m}$$

$$L_c = 2000 \text{ ml}$$

$$D = 150 \text{ mm}$$

➤ **Caractéristiques de la pompe**

À partir du catalogue numérique Caprari, on opte pour une pompe à axe vertical (électropompe immergée) de type **E8S55/12A + MC880** (Annexe (6)), avec :

- | | |
|---------------------------|-------------------------------|
| - $Q = 13.60 \text{ l/s}$ | - $(NPSH)_r = 2.46 \text{ m}$ |
| - $H = 232 \text{ m}$ | - $\eta = 68.2 \%$ |
| - $P_a = 45.5 \text{ kw}$ | - $N = 2900 \text{ Tr /min}$ |

La figure (4.7) représente la courbe caractéristique de la pompe des deux puits (Boussaada) (**E8S55/12A + MC880**).

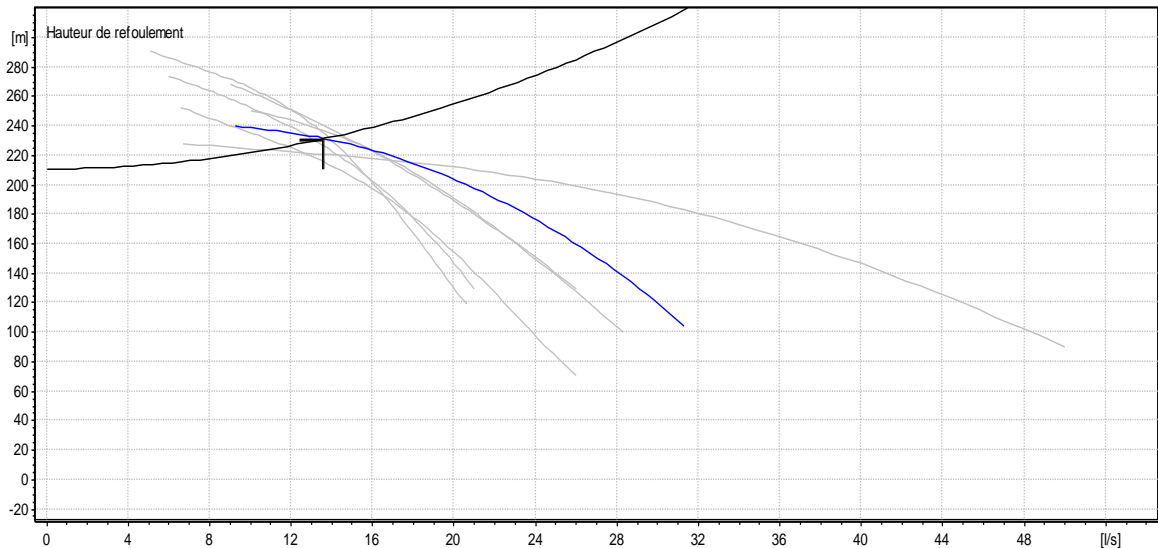


Figure (4.7) : Courbe caractéristique de la pompe des deux puits (Boussaada) (E8S55/12A + MC880)

- **Les caractéristiques de la pompe immergée (E8S55/12A + MC880)**
 - Pompe immergée semi-axiale.
 - Corps d'aspiration, de refoulement et diffuseurs : en fonte.
 - Roues : en fonte, bloquées sur l'arbre par des douilles coniques en acier inoxydable.
 - Arbre : en acier inoxydable, guidé aux extrémités et au niveau de chaque diffuseur par des paliers protégés contre la pénétration de sable.
 - Accouplement, visserie, crépine et gouttière de protection des câbles en acier inoxydable.
 - Clapet de retenue : incorporé, avec orifice à bride, doté de contre-bride.
 - Peinture : homologuée pour eau potable.

- **Données techniques / Caractéristiques**
 - Q : 13.60 l/s
 - H : 232 m
 - n. poles : 2
 - Fréquence : 50 Hz
 - Monophasé / Triphasé : 3~
 - Puissance moteur P2 : 59 kW

- Tension : 400 V
- Diamètre refoulement : DN 100
- Max. diamètre : 197

➤ **Etude de la cavitation**

On fixe $H_a = 1$ m; $\Delta H_a = 0$ m.

D'où :

- H_a : hauteur d'aspiration en (m) ;
- ΔH_a : perte de charge à l'aspiration en (m).

$$(NPSH)_r = 2.46 \text{ m}$$

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.

4.9.3. Type de pompe immergée pour le forage Iafar

➤ **Caractéristiques de la conduite**

$$Q = 0.0018 \text{ (l/s)}$$

$$H_{mt} = 106.90 \text{ m}$$

$$L_c = 350 \text{ ml}$$

$$D = 63 \text{ mm}$$

➤ **Caractéristiques de la pompe**

À partir du catalogue numérique Caprari, on opte pour une pompe à axe vertical (électropompe immergée) de type **E6X25-4/13 + MCH44** (Annexe (7)), avec :

- | | |
|----------------------|-----------------------|
| - $Q = 1.62$ (l/s) | - $(NPSH)_r = 2.67$ m |
| - $H = 105$ m | - $\eta_l = 66.1\%$ |
| - $P_a = 2.5$ kw | - $N = 2850$ Tr /min |

La figure (4.8) représente la courbe caractéristique de la pompe du forage Iafar (E6X25-4/13 + MCH44).

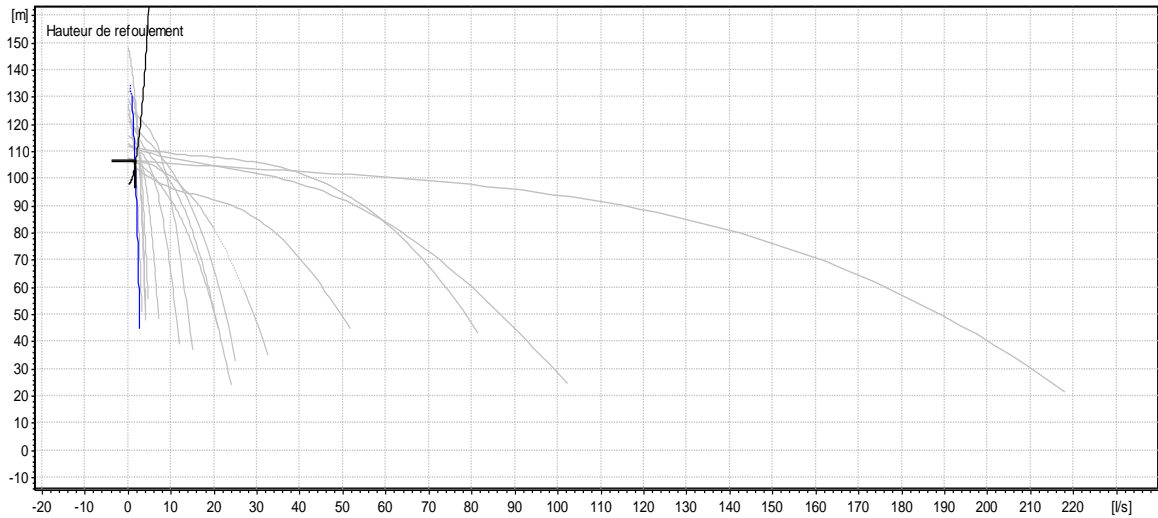


Figure (4.8) : représente la courbe caractéristique de la pompe forage Iafar (E6X25-4/13 + MCH44).

Les caractéristiques de la pompe immergée E6X25-4/13 + MCH44:

- Pompe immergée de type radial.
- Corps d'aspiration et de refoulement : en fusion d'acier inoxydable.
- Chemise externe : en acier inoxydable.
- Roues et diffuseurs : en résine thermoplastique. Les roues sont bloquées sur l'arbre au moyen de clavettes.
- Arbre : en acier inoxydable, protégé et soutenu par des roulements en caoutchouc et par des douilles en acier inoxydable chromé.
- Accouplement, visserie, crépine et gouttière de protection des câbles : en acier inoxydable.
- Clapet de retenue : incorporé, avec orifice fileté.

➤ **Données techniques / Caractéristiques :**

- Q : 1.615 l/s
- H : 105 m
- n. pôles : 2
- Fréquence : 50 Hz
- Monophasé / Triphasé : 3~

- Puissance moteur : 3 kW
- Tension : 400 V
- Max. diamètre : DN 135

Le point de fonctionnement de la pompe du forage Iafar [catalogue Caprari] est de :
($Q_1 = 1.62$ l/s, $H_1 = 105$ m).

Le point de fonctionnement recherché la pompe du forage Iafar est de :
($Q_2 = 1.8$ l/s, $H_2 = 106.9$ m).

Remarque : D'après la figure (4.8), le point de fonctionnement des deux pompes ne coïncide pas avec le point recherché, alors ces pompes nécessitent des modifications.

➤ **Ajustement du point de fonctionnement**

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

• **Changement de la vitesse de rotation**

Réduction du débit par diminution de la vitesse de rotation :

- Le débit de fonctionnement est $Q_1 = 1.61$ l/s
- La vitesse de rotation du moteur est $N_1 = 2850$ tr/min
- Le débit visé est $Q_2 = 1.8$ l/s
- Quelle est la vitesse N_2 qu'on devrait utiliser pour obtenir le débit visé ?

$$N_2 = N_1 \cdot (Q_2 / Q_1) = 2850 \times (1.8 / 1.62) = \mathbf{3167 \text{ tr/min}}$$

$$H_2 = (N_2 / N_1)^2 \cdot H_1 = (3167 / 2850)^2 \times 105 = \mathbf{129.66 \text{ m}}$$

$$P_{a2} = \frac{Q_2 \times \rho \times g \times H_2}{\eta_2} = \frac{9.81 \times (1.8 \div 1000) \times 106.9}{0.661} = \mathbf{2.86 \text{ kw}}$$

• **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 :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{0.5}$$

$$m = \left(\frac{1.62}{1.8} \right)^{0.5} = 0.95$$

$$r = 1 - m = 1 - 0.95 = 5 \%$$

$$Pa_2 = \frac{Q_2 \times \rho \times H_2}{\eta_2} = \frac{9.81 \times (1.8 \div 1000) \times 107}{0.661} = 2.86 \text{ kw}$$

$$Pa = \frac{pa_2}{m}$$

$$Pa = \frac{2.86}{0.95} = 3.01 \text{ kw}$$

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

Les pertes de charge créées par la vanne d'étouffement ne sont pas disponible car :

- $h_v = H' - H_{mt}$,
- $H' = 105 \text{ m}$
- $H_{mt} = 106.9 \text{ mm}$

D'où :

$$H' < H_{mt}$$

- **Changement du temps de pompage**

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

- Le débit de fonctionnement est $Q_1 = 1.62 \text{ l/s}$
- Le débit visé est $Q_2 = 1.8 \text{ l/s}$.

$$T_2 = \frac{Q_1}{Q_2} \times T_1 = \frac{1.8}{1.62} \times 20 = 22.22 \text{ h} \approx 22.5 \text{ h.}$$

D'où :

- $T_1 = 20 \text{ h}$: Le temps de pompage durant la journée.

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 105 \times 0.00162}{0.617} = 2.70 \text{ kw.}$$

➤ **Bilan énergétique**

$$E = P_a \times t \times 365$$

- Pour la première variante (Changement de la vitesse de rotation) :

$$E = 20878 \text{ kw /h.}$$

- Pour la deuxième variante (Rognage) :

$$E = 21973 \text{ kw / h.}$$

- Pour la quatrième (augmentation du temps de pompage) :

$$E = 22173.75 \text{ kw /h.}$$

Après ces résultats, nous procéderons au changement de la vitesse de rotation
Correspond au bilan : $E = 20878 \text{ kw /h.}$

➤ **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).

$$(NPSH)_r = 2.67 \text{ m}$$

En appliquant la relation (4.20), on aura :

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

D'ou :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r, \text{ donc la pompe ne cavite pas.}$$

4.10. Equipements des stations de pompage

Les équipements hydrauliques d'une station de pompage comprennent essentiellement, en dehors des pompes elle mêmes [9] :

- Les équipements d'aspiration.
- Les équipements de refoulement.

4.10.1. Les équipements d'aspiration

- **Crépine**

La crépine évite l'entrée accidentelle des corps solides dans la conduite d'aspiration elle est placée sur le haut de cette dernière. Elle est constituée par un cylindre perforé qui élimine le passage des objets solides. La crépine doit être complètement immergée afin d'éviter l'entrée de l'air, elle doit être encore éloignée de 0.15 à 0.20 m du fond du puisard d'aspiration.

- **Clapet anti-retour**

Le clapet anti-retour est placé sur la canalisation d'aspiration, son rôle est d'empêcher le retour de l'eau vers le puisard d'aspiration en cas d'un arrêt de la pompe afin de maintenir la colonne d'eau dans la conduite d'aspiration et le corps de la pompe ; ce qui permet d'éviter ainsi l'amorçage de la pompe. Le clapet anti-retour est ménagé dans la station de pompage ou les pompes travaillent en dépression.

- **Vanne**

Une vanne sera installée sur la conduite d'aspiration dont le rôle est d'isoler la pompe en cas de besoin, cette vanne doit être placée dans les stations de pompage ou les pompes travaillent en charge. Dans le présent projet, elle sera ménagée au niveau des deux stations de pompage SR 1 et SR 2.

4.10.2. Les équipements de refoulement

- **Joint de raccordement**

La conduite de refoulement sera raccordée à la pompe de manière à ne transmettre aucun effort parasite sur la pompe.

- **Clapet de refoulement**

Son rôle est d'empêcher l'inversion du débit lors de l'arrêt de la pompe. Les clapets les plus utilisés sont ceux à battant, ils sont installés sur les conduites horizontales.

- **Vanne de refoulement :**

La vanne de refoulement placée après la pompe permet d'isoler celle-ci lors de entretiens et des démontages, lors la mise en charge et de l'arrêt de la pompe dans le cas des pompes centrifuges.

4.11. Coup de bélier

Le coup de bélier en hydraulique, est un phénomène de surpression qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture / ouverture rapide d'une vanne où d'un robinet, ou du démarrage / arrêt d'une pompe. Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire [10]. La figure (4.9) ci-dessous représente le phénomène coup de bélier, cas refoulement.

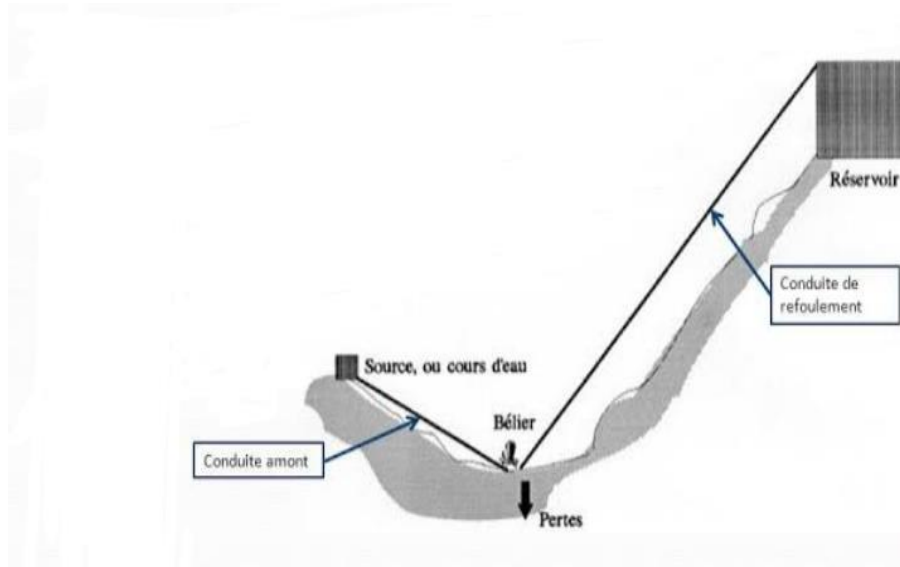


Figure (4.9) : Cas de coup de bélier (cas de refoulement) [8].

4.12. Causes principales du coup de bélier

Les raisons les plus courantes du coup de bélier sont [10] :

- Démarrage d'un groupe d'électropompes à vanne ouverte ;
- fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

4.13. Conséquences du coup de bélier

Parmi les conséquences de ce phénomène :

- Emission des bruits sourds rappelant le son d'un coup de marteau ;
- Usure rapide des matériels ;
- Les ruptures des tuyauteries et des fuites aux raccordements.

4.14. Les moyens de protection contre le coup de bélier

Les coups de bélier peuvent être à l'origine d'accident, mais le plus souvent, cela se limite à une rupture de tuyauterie ou du matériel qui y est raccordé. Les éléments suivants permettent de diminuer ou supprimer les coups de bélier :

- Réduire la pression de l'alimentation en eau, par installation d'un régulateur de pression ;
- Réduire la vitesse du fluide dans la tuyauterie ;
- Installer des robinets avec une vitesse de fermeture lente ;
- Utiliser des procédures d'ouverture et de fermeture sur une installation ;
- L'installation d'une bouteille anti-coup de bélier, également appelée bouteille anti-pulstoire ou anti-bélier ;
- Mettre en place une chambre d'équilibre ;
- Installer un volant d'inertie ;
- Installer un by-pass de la pomperie ;
- Installer des ventouses, des soupapes de décharge et les réservoirs d'air.

4.15. Etude du coup de bélier

Cette étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tançons, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

4.15.1. Valeurs numériques du coup de bélier

La célérité de l'onde (a) est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{K \times D_{\text{int}}}{e}}} \quad (4.21)$$

Avec :

- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite (83 pour le PEHD, 0.6 pour la fonte et pour l'acier 0.5) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

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

❖ Cas d'une fermeture brusque

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

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (4.22)$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par :

$$B = \frac{a \times v_0}{g} \quad (4.23)$$

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier (m) ;
- V_0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

- La valeur maximale de la pression – surpression

$$H_s = H_0 + B \quad (4.24)$$

- La valeur minimale de la pression – dépression

$$H_d = H_0 - B \quad (4.25)$$

Avec :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (4.26)$$

D'où :

- H_0 : Pression absolue de la conduite ;
- H_g : Hauteur géométrique de refoulement ;
- 10 : Pression atmosphérique.

❖ Cas d'une fermeture lente

Une fermeture lente est caractérisée par un temps (T_f), tel que :

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad (4.27)$$

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

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f} \quad (4.28)$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite (m) ;
- T_f : Temps de fermeture de la vanne (s).

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

4.16. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

L'étude du coup de bélier consiste à calculer les suppressions et les dépressions dans les différents tronçons, afin de vérifier que les valeurs ne dépassent pas les valeurs de la pression de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en pression [11].

4.16.1. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons : Puits – SR01 Sebouka, SR01 réservoir R01 Iakouchene et forage Iafar- réservoir R03 Iafar sont mentionnées dans le tableau (4.2) ci-dessous.

Tableau (4.2) : Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons étudiées

Tronçons	D _{int} (mm)	L (m)	E (mm)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	PN (bar)
Puits-SR01	144	2000	6	0.83	211	221	1274.9	107.87	328.87	113.13	40
SR01- R01 Iakouchene	144	900	6	0.83	214	224	1274.9	107.87	331.87	116.13	40
Forage Iafar-R03 Iafar	48.8	350	14.2	0.96	98	108	542.08	53.04	161.07	54.96	16

- **Interprétation des résultats**

D'après les résultats du tableau (4.2) ci-dessus, on remarque que les valeurs de surpressions et dépressions du coup de bélier dans les tronçons (Puits- SR01) et (SR01- R01 Iakouchene) ne dépassent pas les pressions maximales de service (PN40). Ainsi, ces deux tronçons sont protégés.

Remarque : Sachant que la conduite utilisée est de PN 16, c'est-à-dire avec une pression nominale de 16 bars, dit 160 m.c.e. Par ailleurs, la valeur de la surpression calculée pour le tronçon forage Iafar est de l'ordre de 161.07 m.c.e. La valeur est très proche de la pression nominale, on sait que toutes les conduites disposent réellement d'un certain coefficient de sécurité "Cs" qui est de l'ordre de 10 à 20 %, et peut atteindre parfois 30 %.

Ainsi dans le présent cas, si on opte pour la valeur du "Cs" de 10 % (valeur minimale) la pression nominale sera de 176 m.c.e. Par conséquent, le tronçon en question est protégé contre le phénomène coup de bélier.

Parallèlement en essayant de protéger le dit tançons par l'installation d'un réservoir d'air, les valeurs ont donné un volume de 0.041 m^3 , soit 41 litre, il est inconcevable d'opter pour un réservoir d'une telle capacité si faible.

4.17. Conclusion

Dans ce quatrième chapitre, à l'aide du catalogue numérique Caprari, on a effectuée le choix des différents types de pompes, soit des pompes centrifuges multicellulaires (axe horizontal) ou bien des électropompes immergées (axe vertical). Pour la station de reprise Sebouka, on a choisi la pompe centrifuge multicellulaire **E8S55/12A + MC880**. Pour les puis de Boussaada, on a choisi des pompes immergées de type **HMU50-2/ 6B**. Pour la pompe du forage Iafar, on a choisi la pompe immergée de type **E6X25-4/13 + MCH44**.

En suite, nous avons opté pour l'analyse du phénomène coup de bélier dans les différents tronçons, puis on les a comparé par rapport à la pression maximale de service. Pour les pressions dans les tronçons (Puits- SR01) et (SR01- R01 Iakouchene) ne dépassent pas la valeur maximale de service (PN40). Pour le tronçon (Forage Iafar- R03 Iafar), la suppression est de **16.107 bars**. Dans le présent cas, si on opte pour la valeur du "Cs" de 10 % (valeur minimale) la pression nominale sera de 176 m.c.e. Par conséquent, le tançons en question est protégé contre le phénomène coup de bélier.

Chapitre 5

Chapitre 5

Distribution

5.1. Introduction

Après avoir étudiée les réservoirs, l'adduction, les pompes et coup de bélier dans les chapitres précédents, on passe à la distribution.

Le réseau de distribution est le dernier maillon de la chaîne du système classique d'approvisionnement en eau potable. Dans le but de transporter l'eau stockée dans les réservoirs chez agglomération à l'aide des conduites connectées entre elles.

5.2. Classification des réseaux

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit [8] :

- **Réseau maillé** : est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées permettant une alimentation de retour (figure (5.1)). Parmi les avantages de réseau maillé est plus de sécurité (en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres tronçons) avec une répartition plus uniforme de pression et du débit. Mais il est plus coûteux et plus difficile à calculer.

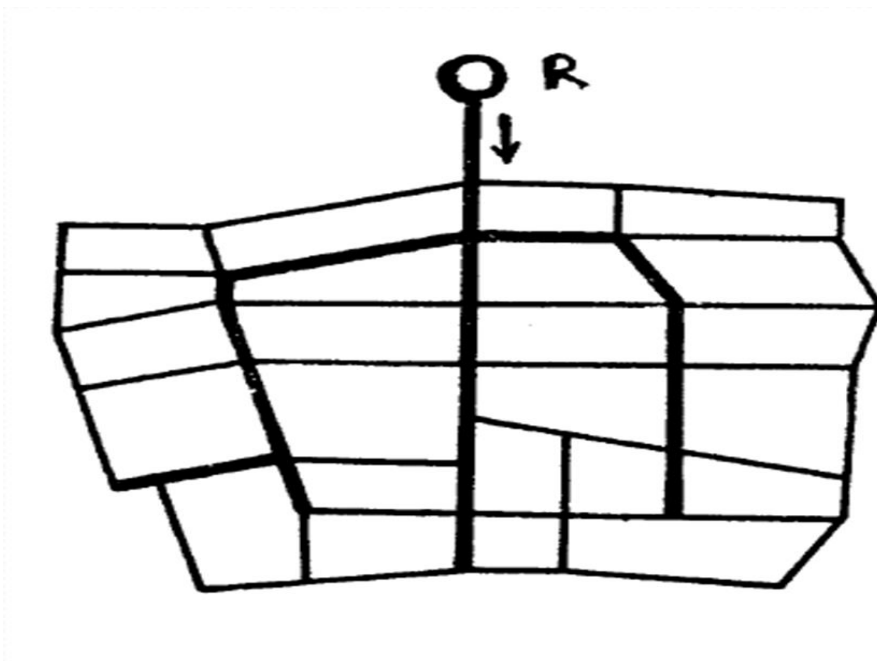


Figure (5.1) : Réseau maillé

- **Réseau ramifié** : est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires branchées tout le long de la conduite principale, l'eau circule dans les tronçons dans un seul sens de la conduite principale vers les conduites secondaires (figure (5.2)). Ce réseau est économique et le plus utilisé, parmi ses inconvénients, le manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

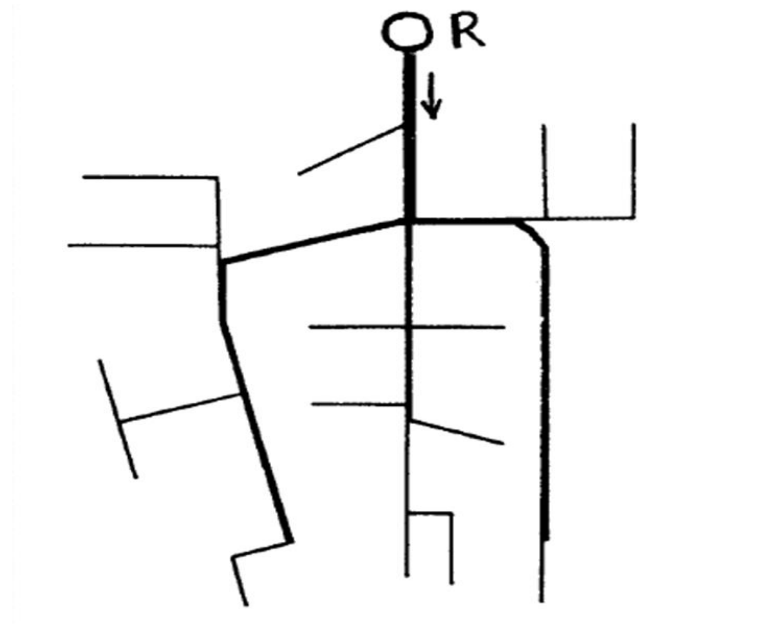


Figure (5.2) : Réseau ramifié

- **Réseau étagé** : Le réseau étagé est caractérisée par des différences de niveau très importantes ; ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne de fortes pressions au point le plus bas (norme de pressions ne sont pas respectées). En effet ce system nécessite une installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.
- **Réseau combiné** : C'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.

5.3. Choix du tracé

Pour tracer le schéma de distribution, il faut penser aux points suivants [10] :

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

5.4. Choix de type de matériaux

Pour choisir le type de matériaux à utiliser dans la distribution des eaux potables, il faut prendre en considération les critères suivants [10] :

- Le diamètre ;
- La pression de service à supporter par le matériau ;
- Les conditions de pose ;
- Le prix et la durée de vie du matériau ;
- La disponibilité du diamètre sur le marché.

Dans le présent cas, nous avons choisi les conduites en PEHD vu les caractéristiques mécaniques et hydrauliques que ce matériau présente, parmi ces caractéristiques on peut citer :

- Bonne résistance à la corrosion interne et externe ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Bonne résistance mécanique, existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20, et PN25 ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement est de 50 ans à une température de 20 C° ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ;
- Facilités de pose (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Bonne caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible).

5.5. Description du réseau de distribution

Dans notre cas, on choisit de faire la distribution pour une zone rurale (village Iafar), le débit maximum journalier est de 157.51 m³/j, cette distribution se fait à partir des réservoirs (existant et projeté) situés à Iafar dont la côte radiée est 799 m avec une capacité combinée de 200 m³. L'ossature du réseau sera ramifiée d'un linéaire de 2420 m.

5.6. 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.

5.6.1. 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 suivante :

$$Q_p = Q_{max.j} \times P \quad (5.1)$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- $Q_{max.j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- P : Pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe.

12

Le nombre d'habitants du réseau distribution (Iafar) est estimé à 699 habitants.

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (5.2)$$

$$\beta_{max} = 2 \quad \text{et} \quad \alpha_{max} = 1.3$$

Où : $K_{max.h} = 2.6$

À partir du tableau des régimes de consommation (Annexe 1), l'heure de pointe est de 16 à 17 avec un pourcentage de 10.4 % de la consommation journalière.

$$Q_p = 157.51 \times 0.104 = 16.38 \text{ m}^3/\text{h} = 4.55 \text{ l/s.}$$

5.6.2. 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 :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (5.3)$$

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).

5.6.3. 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 :

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \tag{5.4}$$

Avec :

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

5.6.4. 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 :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_c \tag{5.5}$$

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).

5.7. Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds

Le schéma de la distribution et Les différents résultats des débits sont récapitulés dans la figure (5.3) et le tableau (5.1) suivantes :

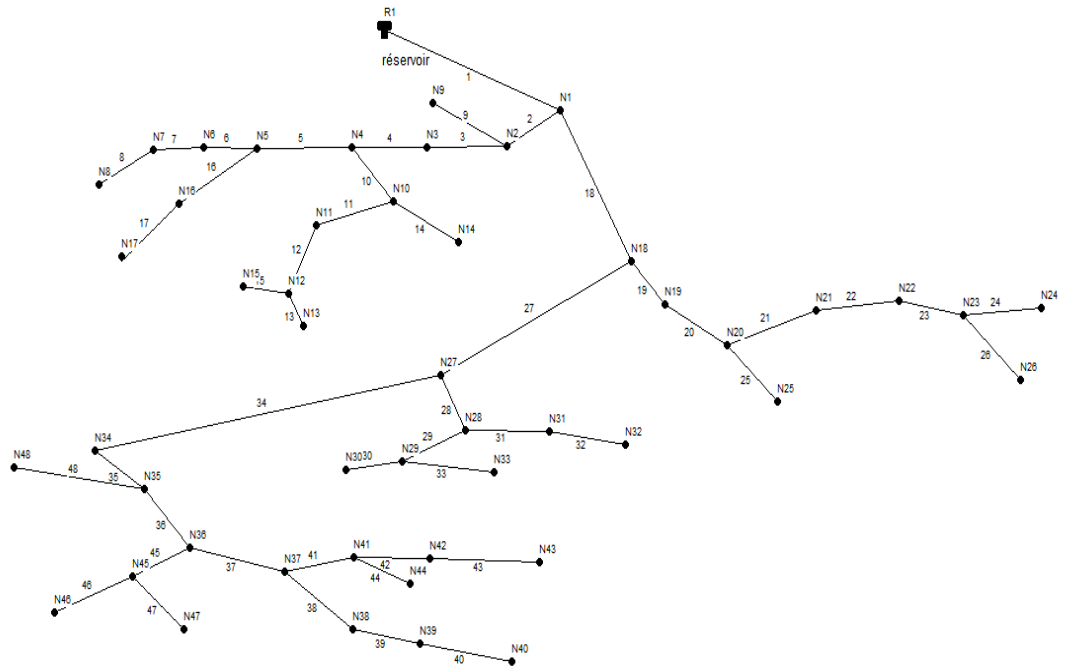


Figure (5.3) : schéma du réseau de distribution du village Iafar

Tableau (5.1) : Débits aux nœuds du village Iafar

Nœuds	Côtes (m)	Tronçon	L (m)	Q _s (l/s)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
1	787.88	R-1	81	0.00188	0.15	0.28
		1-2	8	0.00188	0.02	
		1-18	204	0.00188	0.38	
2	787.29	2-1	8	0.00188	0.02	0.18
		2-3	145	0.00188	0.27	
		2-9	43	0.00188	0.08	
3	769.20	3-2	145	0.00188	0.27	0.18
		3-4	45	0.00188	0.08	
4	770.23	4-3	45	0.00188	0.08	0.06
		4-5	16	0.00188	0.03	
		4-10	8	0.00188	0.02	
5	769.42	5-4	16	0.00188	0.03	0.13
		5-6	39	0.00188	0.07	
		5-16	79	0.00188	0.15	
6	773.10	6-5	39	0.00188	0.07	0.13
		6-7	100	0.00188	0.19	
7	771.79	7-6	100	0.00188	0.19	0.14
		7-8	47	0.00188	0.09	
8	764.61	8-7	47	0.00188	0.09	0.04
9	784.17	9-2	43	0.00188	0.08	0.04
10	766.52	10-4	8	0.00188	0.02	0.07
		10-11	30	0.00188	0.06	
		10-14	33	0.00188	0.06	
11	785.05	11-10	30	0.00188	0.06	0.07
		11-12	40	0.00188	0.08	
12	753.37	12-11	40	0.00188	0.08	0.05
		12-13	4	0.00188	0.008	
		12-15	14	0.00188	0.03	
13	753.03	13-12	4	0.00188	0.008	0.004
14	757.89	14-10	33	0.00188	0.06	0.03
15	751.61	15-12	14	0.00188	0.03	0.01

Tableau (5.1) : Débits aux nœuds du village Iafar (suite)

Nœuds	Côtes (m)	Tronçon	L (m)	Q _s (l/s)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
16	757.34	16-5	79	0.00188	0.15	0.1
		16-17	26	0.00188	0.05	
17	755.76	17-16	26	0.00188	0.05	0.02
18	767.05	18-1	204	0.00188	0.38	0.37
		18-19	6	0.00188	0.01	
		18-27	183	0.00188	0.34	
19	766.84	19-18	6	0.00188	0.01	0.02
		19-20	10	0.00188	0.09	
20	765.20	20-19	10	0.00188	0.09	0.08
		20-21	9	0.00188	0.02	
		20-25	67	0.00188	0.13	
21	764.77	21-20	9	0.00188	0.02	0.07
		21-22	61	0.00188	0.11	
22	760.50	22-21	61	0.00188	0.11	0.14
		22-23	91	0.00188	0.17	
23	746.53	23-22	91	0.00188	0.17	0.14
		23-24	41	0.00188	0.08	
		23-26	17	0.00188	0.03	
24	738.84	24-23	41	0.00188	0.08	0.04
25	754.24	25-20	67	0.00188	0.13	0.06
26	746.24	26-23	17	0.00188	0.03	0.02
27	756.54	27-18	183	0.00188	0.34	0.25
		27-28	5	0.00188	0.009	
		27-34	82	0.00188	0.15	
28	756.52	28-27	5	0.00188	0.009	0.07
		28-29	14	0.00188	0.03	
		28-31	59	0.00188	0.11	
29	755.32	29-28	14	0.00188	0.03	0.06
		29-30	26	0.00188	0.05	
		29-33	27	0.00188	0.05	
30	753.22	30-29	26	0.00188	0.05	0.02

Tableau (5.1) : Débits aux nœuds du village Iafar (suite et fin)

Nœuds	Côtes (m)	Tronçon	L (m)	Q _s (l/s)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
31	757.52	31-28	59	0.00188	0.11	0.07
		31-32	15	0.00188	0.03	
32	757.91	32-31	15	0.00188	0.03	0.01
33	749.85	33-29	27	0.00188	0.05	0.03
34	750.92	34-27	82	0.00188	0.15	0.08
		34-35	5	0.00188	0.009	
35	750.83	35-34	5	0.00188	0.009	0.1
		35-36	61	0.00188	0.11	
		35-48	37	0.00188	0.07	
36	742.64	36-35	61	0.00188	0.11	0.23
		36-37	143	0.00188	0.27	
		36-45	40	0.00188	0.08	
37	741.04	37-36	143	0.00188	0.27	0.34
		37-38	204	0.00188	0.38	
		37-41	10	0.00188	0.09	
38	718.37	38-37	204	0.00188	0.38	0.23
		38-39	36	0.00188	0.07	
39	712.25	39-38	36	0.00188	0.07	0.06
		39-40	18	0.00188	0.03	
40	708.90	40-39	18	0.00188	0.03	0.02
41	741.81	41-37	10	0.00188	0.02	0.04
		41-42	27	0.00188	0.05	
		41-44	9	0.00188	0.02	
42	744.02	42-41	27	0.00188	0.05	0.05
		42-43	26	0.00188	0.05	
43	737.24	43-42	26	0.00188	0.05	0.02
44	742.09	44-41	9	0.00188	0.02	0.008
45	738.86	45-36	40	0.00188	0.08	0.16
		45-46	41	0.00188	0.08	
		45-47	88	0.00188	0.17	
46	735.60	46-45	41	0.00188	0.08	0.04
47	719.80	47-45	88	0.00188	0.17	0.08
48	735.60	48-35	37	0.00188	0.07	0.03

5.8. Modélisation du réseau par le 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" [10].

5.8.1. 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 [10] :

- 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.

5.8.2. 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 [10].

5.9. Résultats après la simulation par logiciel Epanet

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les 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 (5.4)

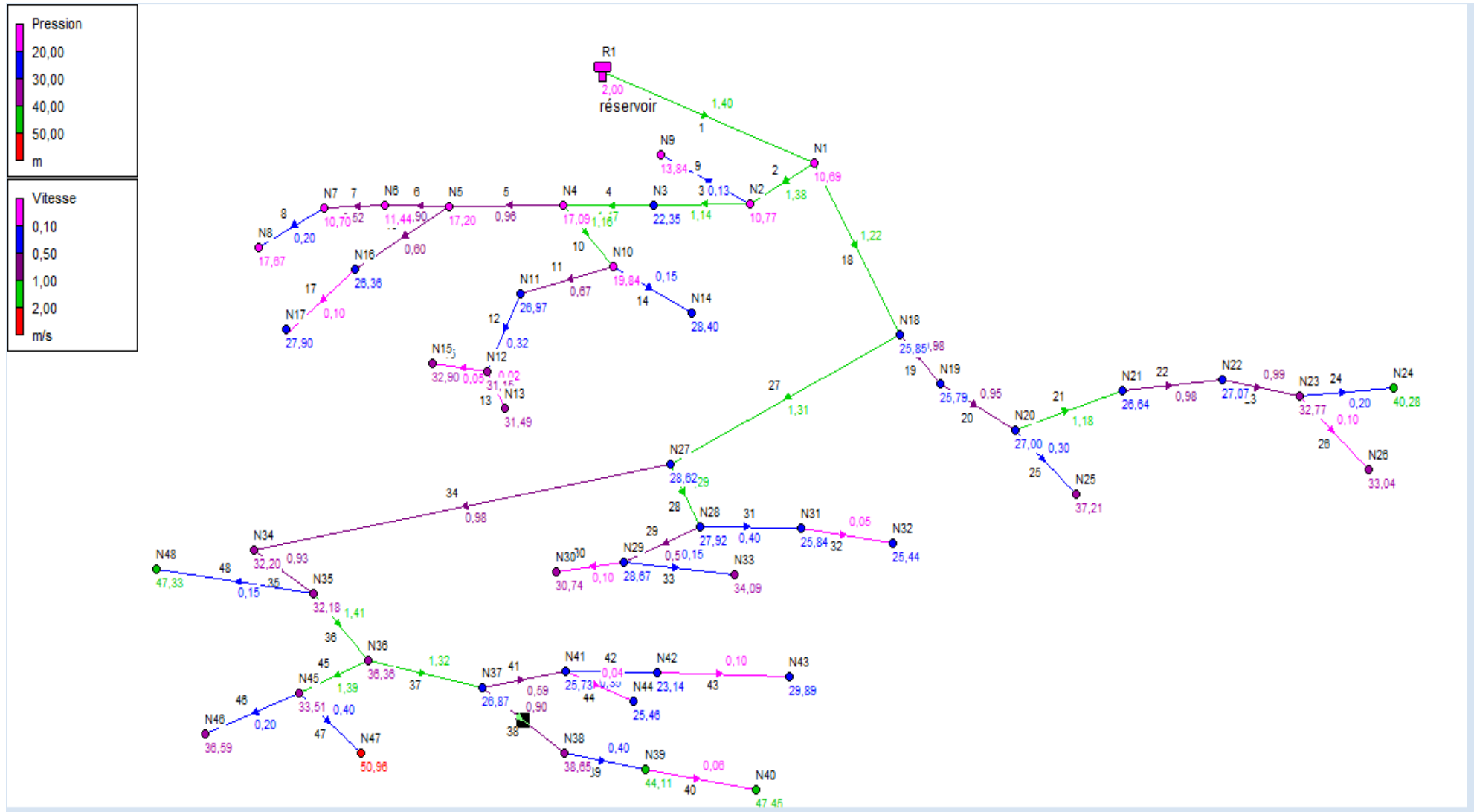


Figure (5.4) : Schéma du réseau après la simulation

Les résultats de simulation des nœuds sont présentés dans le tableau (5.2) suivante :

Tableau (5.2) : Etat des nœuds du réseau (village Iafar)

Nœuds	Altitude(m)	Demande (l/s)	Pression (m)
1	787.88	0.28	10.69
2	787.29	0.18	10.77
3	769.20	0.18	22.35
4	770.23	0.06	17.09
5	769.42	0.13	17.20
6	773.10	0.13	11.44
7	771.79	0.14	10.70
8	764.61	0.04	17.67
9	784.17	0.04	13.70
10	766.52	0.07	19.84
11	785.05	0.07	26.97
12	753.37	0.05	31.15
13	753.03	0.004	31.49
14	757.89	0.03	28.40
15	751.61	0.01	32.90
16	757.34	0.1	26.36
17	755.76	0.02	27.90
18	767.05	0.37	25.85
19	766.84	0.02	25.79
20	765.20	0.08	27.00
21	764.77	0.07	26.64
22	760.50	0.14	27.07
23	746.53	0.14	32.77
24	738.84	0.04	40.28
25	754.24	0.06	37.21
26	746.24	0.02	33.04
27	756.54	0.25	28.62
28	756.52	0.07	27.92
29	755.32	0.06	28.67

Tableau (5.2) : Etat des nœuds du réseau village Iafar (suite et fin)

Nœuds	Altitude(m)	Demande (l/s)	Pression (m)
30	753.32	0.02	30.74
31	757.52	0.07	25.84
32	757.91	0.01	25.44
33	749.85	0.03	34.09
34	750.92	0.08	32.20
35	750.83	0.1	32.18
36	742.64	0.23	36.36
37	741.04	0.34	26.87
38	718.37	0.23	38.35
39	712.25	0.06	44.11
40	708.90	0.02	47.44
41	741.81	0.04	25.73
42	744.02	0.05	23.14
43	737.24	0.02	29.89
44	742.09	0.008	25.46
45	738.86	0.16	33.51
46	735.60	0.04	36.59
47	719.80	0.08	50.96
48	735.60	0.03	47.34

Les résultats de simulation des tronçons sont présentés dans le tableau (6.3) ci-dessous.

Tableau (5.3) : Etat des conduites du réseau (village Iafar)

Conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire (m/km)
1	81	63.8	4.47	1.40	30.3
2	8	34	1.25	1.38	63.61
3	145	34	1.03	1.14	44.92
4	45	27.2	0.85	1.47	93.87
5	16	27.2	0.56	0.96	43.98
6	39	21	0.31	0.9	53.38
7	100	21	0.18	0.52	20.49
8	47	16	0.04	0.2	4.39
9	43	16	0.04	0.2	4.39
10	8	16	0.23	1.16	120.11
11	30	16	0.13	0.67	44.85
12	40	16	0.06	0.32	12.48
13	4	16	0.004	0.02	0.26
14	33	16	0.03	0.15	2.07
15	14	16	0.01	0.05	0.65
16	79	16	0.12	0.6	36.98
17	26	16	0.02	0.01	1.29
18	204	55.4	2.94	1.22	27.79
19	6	27.2	0.57	0.98	45.4
20	10	27.2	0.55	0.95	42.59
21	9	21	0.41	1.18	87.87
22	61	21	0.34	0.98	62.91
23	91	16	0.2	0.99	90.85
24	41	16	0.04	0.2	4.38
25	67	16	0.06	0.3	11.17
26	17	16	0.02	0.1	1.3

Tableau (5.3) : Etat des conduites du réseau village Iafar (suite et fin)

Conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire (m/km)
27	183	44	2.00	1.31	42.28
28	5	16	0.26	1.29	144.97
29	14	16	0.11	0.55	31.77
30	26	16	0.02	0.1	1.30
31	59	16	0.08	0.4	18.30
32	15	16	0.01	0.05	0.65
33	27	16	0.03	0.15	2.06
34	82	44	1.49	0.98	24.84
35	5	44	1.41	0.93	22.50
36	61	34	1.28	1.41	65.83
37	143	27.2	0.77	1.32	77.51
38	204	21	0.31	0.9	53.38
39	36	16	0.08	0.4	18.30
40	18	16	0.02	0.1	1.29
41	10	16	0.12	0.59	35.91
42	27	16	0.07	0.35	14.55
43	26	16	0.2	0.1	1.29
44	9	16	0.01	0.04	0.51
45	40	16	0.28	1.39	165.55
46	41	16	0.04	0.2	4.38
47	88	16	0.08	0.4	14.3
48	37	16	0.03	0.15	2.06

5.10. Conclusion

A travers ce dernier chapitre, on a dimensionné le réseau de distribution du village Iafar qui est un village rurale dont le type de réseau est ramifié. A l'aide du logiciel Epanet, on a déterminé les paramètres hydrauliques tels que le débit, la pression, les diamètres et les pertes de charge. Tout le réseau est dimensionné en PEHD (PN10), les diamètres intérieurs sont compris entre 63.8 mm et 16 mm, les pressions dans les nœuds entre 10.69 bars et 50.96 bars et les vitesses variées entre 0.1 m/ s et 1.47 m/s.

Conclusion générale

Dans ce travail, nous avons essayé de toucher aux points concernant l'étude d'alimentation en eau potable des villages de Sebouka, Bouchertioua, Manchar et Iafar à partir des puits. Ces quatre villages appartiennent à la commune de Kherrata, willaya de Bejaia.

On a commencé par l'estimation nombre d'habitants à l'horizon 2051, qui va atteindre **6035** habitants et les différents besoins en eau qui seront de **1331.73 m³/j**. En tenant compte de ressources existantes fournissant un débit de **432 m³/j**, le déficit est de **899.72 m³/j**. Ce déficit sera comblé par les deux puits d'un débit de **15 l/s**, situé à Boussaada.

Après avoir estimé le dédit maximum journalier de quatre villages, nous avons vérifié et déterminé les volumes des réservoirs et de la station de reprise ainsi que leurs dimensions. On a opté pour la réalisation de trois réservoirs, le premier réservoir au niveau de la station de reprise Sebouka de capacité **150 m³**, le deuxième réservoir à Iakouchene de capacité **200 m³**, et le troisième situé à Iafar de capacité **100 m³**.

Concernant l'adduction, nous avons dimensionné les différents tronçons par refoulement dont la longueur totale est de **3250 m** devisée en trois parties. Pour le tronçon puits Boussaada vers station de reprise Sebouka avec une longueur de **2000 m**, et une conduite en **acier** de diamètre **150 mm**. Pour la partie station de reprise vers Iakouchene d'une longueur de **900 m** on a choisi une conduite en **acier** de diamètre de **200 mm**. Pour la troisième partie d'une longueur de **350 m**, on a choisi une conduite en **PEHD** de diamètre **63 mm**.

Par la suite, le choix des pompes a été effectué à partir du catalogue numérique Caprari. Pour la station de reprise Sebouka, on a choisi la pompe centrifuge multicellulaire **PM 65 /6 A**. Pour les puits de Boussaada, on a choisi des pompes immergées de type **E8S42/12A + MC870**. Pour la pompe du forage Iafar, on a choisi la pompe immergée de type **E6X25-6 /17 + MC65**. Ensuite, nous avons effectué une analyse du phénomène coup de bélier dans les différents tronçons. Pour les pressions dans les tronçons (Puits- SR01) et (SR01- R01 Iakouchene) ne dépassent pas la valeur maximale de service (PN40). Pour le tronçon (Forage Iafar- R03 Iafar), la surpression est de **16.103 bars**, dans le présent cas, si on opte pour la valeur du "Cs" de 10 % (valeur minimale) la pression nominale sera de 176 m.c.e. Par conséquent, le tronçons en question est protégé contre le phénomène coup de bélier.

Finalement, on a dimensionné le réseau de distribution du village Iafar à l'aide du logiciel EPANET, on a déterminé les paramètres hydrauliques tels que le débit, la pression, les diamètres et les pertes de charge. Tout le réseau est dimensionné en PEHD (PN10), les diamètres intérieurs sont compris entre **63.8 mm** et **16 mm**, les pressions dans les nœuds sont entre **10.69 bars** et **50.96 bars** et les vitesses varient entre **0.1 m/s** et **1.47 m/s**.

Références Bibliographiques

- [1] [http://Fr.Scribd.com/document/336137474/Présentation de la ville.](http://Fr.Scribd.com/document/336137474/Présentation%20de%20la%20ville)
- [2] [http://Fr.wikipedia.org/wiki/Kherrata.](http://Fr.wikipedia.org/wiki/Kherrata)
- [3] Données recueillies auprès du Bureau des études Sarl ETHCS (Engineering Technical Hydrualic Consult Service), Setif .
- [4] Données recueillies auprès des services d'APC, ADE, subdivisions d'hydraulique et d'agriculture de la commune de Kherrata.
- [5] <https://www.larousse.fr/dictionnaires/francais/réservoir/68600>
- [6] [http://hmf.enseiht.fr/travaux/bei/beiere/content/2012-g03/chapitre1-presentation-de-Reservoir.](http://hmf.enseiht.fr/travaux/bei/beiere/content/2012-g03/chapitre1-presentation-de-Reservoir)
- [7] https://www.fasoeducation.net/espace_eleves/secondaire/eftp/bac_technologique/ouvrages_stockage/co/grain_equipements_reservoir.html
- [8] **Benariba, M.**, Alimentation en eau potable de la ville Chebli (w. Blida). Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique, Université de Tlemcen, 65 pages, 2013.
- [9] **Kadem, S., Hamamouche, M.**, Etude de renforcement de l'alimentation en eau potable des deux communes Iarbaa Nath Irathen et Ait Oumalou à partir de la chaîne Rabta (piquage sur transfert barrage Taksebt vers Azazga), Wilaya de Tizi- Ouzou. Mémoire fin d'études Master en hydraulique, option hydraulique urbaine. Université de Béjaia, 2015.
- [10] **Abbas, M., Bakouche, H.**, Etude d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'Ighil Emda, Wilaya de Bejaia. Mémoire fin d'études, Master hydraulique, option Hydraulique urbaine. Université Béjaia, , 2019.
- [11] **Kacet, A., Nait Ouslimane, S.**, Etude de renforcement du réseau d'AEP du centre Bourached et ses environs, Willaya d'Ain Defla, adduction et distribution. Mémoire fin d'études Master hydraulique, option hydraulique urbaine, 2016.
- [12] **Dupont, A.**, Hydraulique urbaine, Tome 2. Edition Eyrolles, Paris, 1979.

Annexes

Annexe (1) : Photos sur l'état des ouvrages



Photo 01 : Vue de profil du réservoir Iakouchene



Photo 02 : Vue de profil du réservoir Iakouchene



Photo 03 : Vue de dessus du réservoir Iakouchene



Photo 04 : Vue sur le site de projection du nouveau réservoir Iakouchene



Photo 05 : Vue sur le site de projection du nouveau réservoir Iakouchene



Photo 06 : Vue d'ensemble sur le puits 1



Photo 07 : Vue d'ensemble sur le puits 2



Photo 08 : Vue d'ensemble sur les deux puits



Photo 09 : Vue sur le capot de couverture du puits



Photo 10 : Vue sur le capot de couverture du puits



Photo 11 : Vue sur la trappe d'accès, le capot de couverture du puits



Photo 12 : Vue sur la trappe d'accès, le capot de couverture du puits



Photo 13 : Vue latérale Est sur la station de reprise de Sebouka



Photo 14 : Vue latérale Ouest sur la station de reprise de Sebouka



Photo 15 : Vue latérale Ouest sur la station de reprise de Sebouka

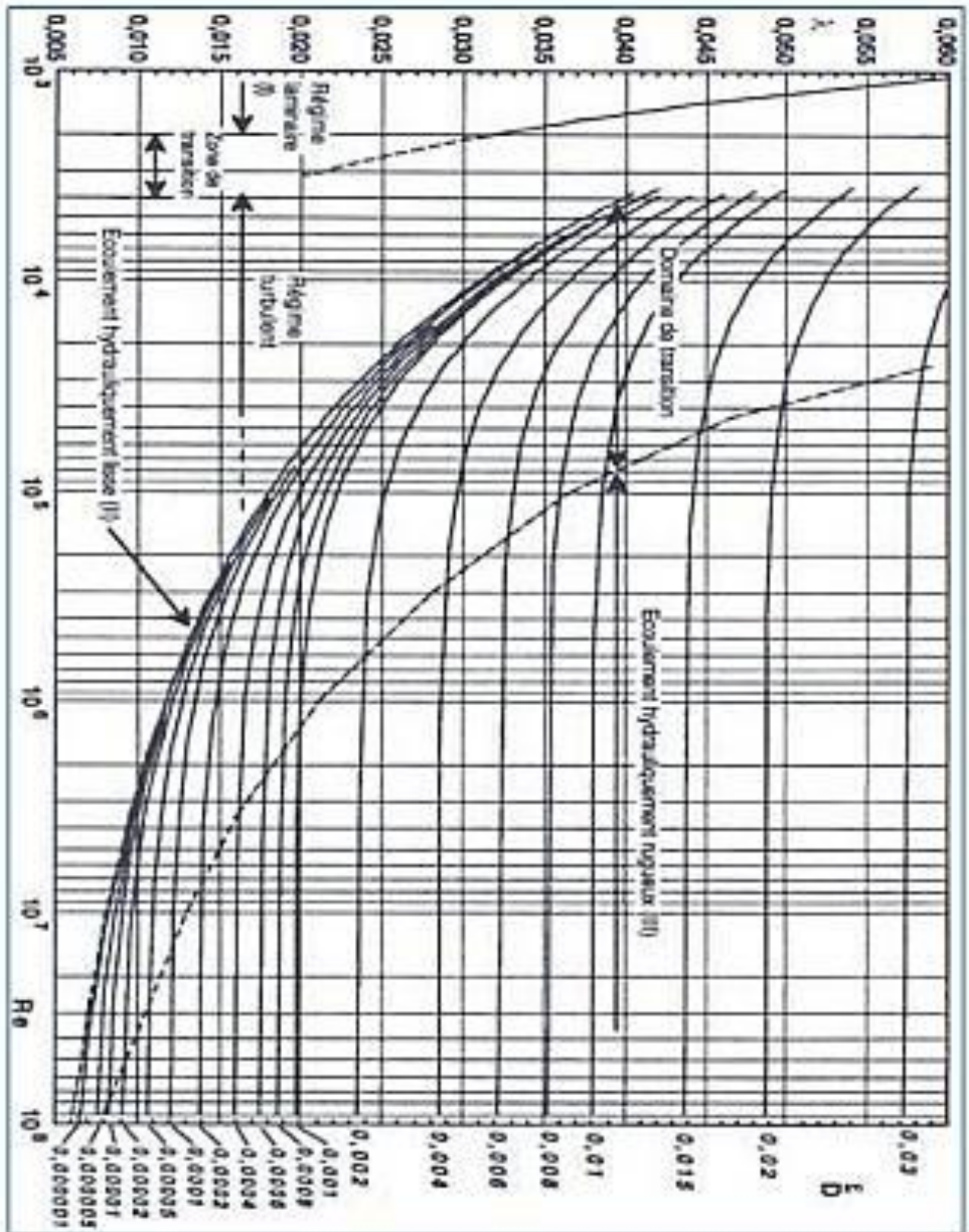


Photo 16 : Vue sur réservoir Iafar

Annexe (2) : Différentes valeurs du coefficient de variation maximale horaire

Heures	Coefficient de variation maximal horaire de la consommation ($K_{max h}$)											
	1.2	1.25	1.3	1.35	1.4	1.45	1.5	1.7	1.8	1.9	2	2.5
0-1	3.5	3.35	3.2	3	2.5	2	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
1-2	3.45	3.35	3.25	3.2	2.65	2.1	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
2-3	3.45	3.3	2.9	2.5	2.2	1.85	1.5	1	0.9	0.85	1	1.2
3-4	3.4	3.2	2.9	2.6	2.25	1.9	1.5	1	1	1	1	1.2
4-5	3.4	3.25	3.35	3.5	3.2	2.85	2.5	2	1.35	2.7	3	3.5
5-6	3.55	3.4	3.75	4.1	3.9	3.7	3.5	3	3.85	4.7	5.5	3.5
6-7	4	3.85	4.15	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.2	5.35	5.5	4.5
7-8	4.4	4.45	4.55	4.9	5.1	5.3	5.5	6.5	6.2	5.85	5.5	10.2
8-9	5	5.2	5.05	4.9	5.35	5.8	6.25	6.5	5.5	4.5	3.5	8.8
9-10	4.8	5.05	5.4	5.6	5.85	6.05	6.25	5.5	5.85	4.2	3.5	6.5
10-11	4.7	4.85	4.85	4.9	5.35	5.8	6.25	4.5	5	5.5	6	4.1
11-12	4.55	4.6	4.6	4.7	5.25	5.7	6.25	5.5	6.5	7.5	8.5	4.1
12-13	4.55	4.6	4.5	4.4	4.6	4.8	5	7	7.5	7.9	8.5	3.5
13-14	4.55	4.55	4.3	4.1	4.4	4.7	5	7	6.7	6.35	6	3.5
14-15	4.6	4.75	4.4	4.1	4.6	5.05	5.5	5.5	5.35	5.2	5	4.7
15-16	4.6	4.7	4.55	4.4	4.6	5.3	6	4.5	4.65	4.8	5	6.2
16-17	4.6	4.65	4.5	4.3	4.9	5.45	6	5	4.5	4	3.5	10.4
17-18	4.3	4.35	4.25	4.1	4.6	5.05	5.5	6.5	5.5	4.5	3.5	9.4
18-19	4.35	4.4	4.25	4.5	4.7	4.85	5	6.5	6.3	6.2	6	7.3
19-20	4.25	4.3	4.4	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.35	5.7	6	1.6
20-21	4.25	4.3	4.4	4.5	4.4	4.2	4	4.5	5	5.5	6	1.6
21-22	4.15	4.2	4.5	4.8	4.2	3.6	3	3	3	3	3	1
22-23	3.9	3.75	4.2	4.6	3.7	2.85	2	2	2	2	2	0.6
23-24	3.8	3.7	3.5	3.3	2.7	2.1	1.5	1	1	1	1	0.6
Total	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Annexe (3) : Abaque de Moody



*Annexe (4) : prix de revient des conduites Acier et PEHD**Tableaux 01 : Prix de revient des conduites PEHD PN 10*

Diamètre extérieure (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieure (mm)	Prix unitaire (DA/ML)	PN (bar)
20	4.0	16	31.48	10
25	4.0	21	39.80	10
32	4.8	27.2	61.83	10
40	6.0	34	96.79	10
50	6.0	44	147.86	10
63	7.6	55.4	233.89	10
75	11.2	63.8	330.68	10
90	10.8	79.2	387.50	10
110	13.2	96.8	577.28	10
125	14.2	110.2	735.44	10
160	19.0	141	1204.65	10
200	23.8	176.2	1829.41	10
250	29.6	220.4	2890.41	10
315	37.4	277.6	4479.51	10
400	47.4	352.6	7374.35	10
500	59.4	440.6	11312.40	10
630	74.8	555.2	17101.74	10

Tableaux 02 : Prix de revient des conduites PEHD PN 16

Diamètre extérieure (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieure (mm)	Prix unitaire	PN (bar)
20	4.6	15.4	38.34	16
25	6.0	19	57.07	16
32	5.2	24.8	92.71	16
40	9.0	31	143.55	16
50	11.2	38.8	222.64	16
63	14.2	48.8	352.23	16
75	16.8	58.2	495.12	16
90	16.4	73.6	648.38	16
110	20.0	90	962.02	16
125	22.8	102.2	1226.87	16
160	29.2	130.8	2005.18	16
200	36.4	163.6	3148.88	16
250	45.4	204.6	4871.95	16
315	57.2	257.8	7381.96	16
400	72.6	327.4	11924.71	16
500	90.8	409.2	15886.10	16
630	114.4	515.6	25116.00	16

Tableau (3) : Prix de revient des conduites en acier

Diamètre extérieur en (mm)	Diamètre intérieure en (mm)	Prix de revient (DA/ ml)
40	38.4	800.00
60	57.6	1100.00
80	76.8	1400.00
100	96	1700.00
125	120	2100.00
150	144	2900.00
200	192	3800.00
250	240	4500.00
300	288	5000.00
400	384	8000.00

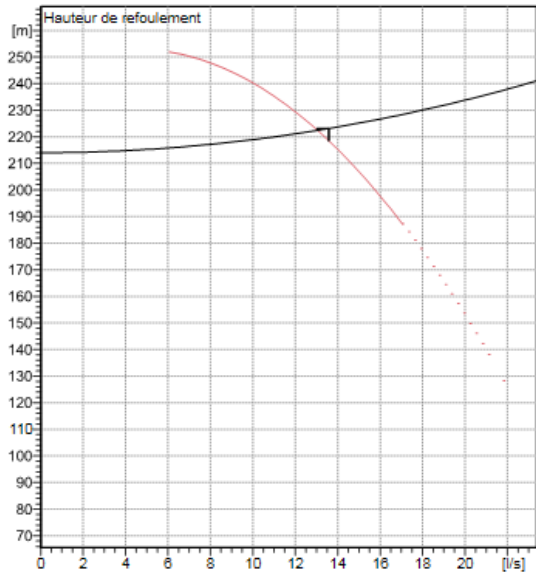
Annexe (5) : Caractéristique de la pompe de la station de reprise Sebouka



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

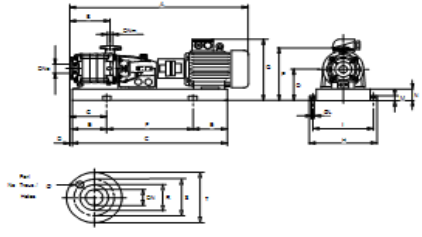
HMU50-2/ 6B	
Caractéristiques requises	
Débit	13,6 l/s
Hauteur de refoulement	223 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	13 l/s
Hauteur de refoulement	222 m
Puissance absorbée	40,5 kW
Rendement	71,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	245 m
Orif. de refoulement	50 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	45 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/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	583 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements à 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]
15,8	200	43,7	71,4	2,58
13	223	40,4	71,2	2,27

Dimensions mm

- A = 1784
- B = 458
- C = 1587
- D = 21
- E = 250
- F = 1087
- G = 271
- H = 570
- I = 520
- L = 20
- M = 42
- N = 120
- O = 345
- P = 545
- Q = 631



Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
09.07.2021	1		

PumpTutor Version 2.0 - 18.07.2002 (Build 464)

Annexe (6) : Caractéristique de la pompe de puits Boussaada-



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

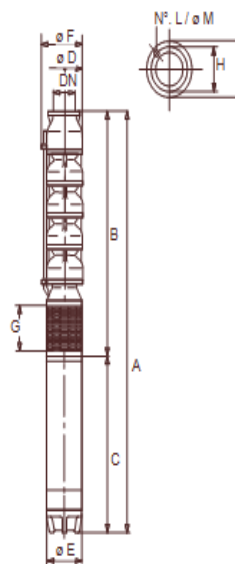
E8S55/12A + MC880	
Caractéristiques requises	
Débit	13,6 l/s
Hauteur de refoulement	231 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	13,7 l/s
Hauteur de refoulement	232 m
Puissance absorbée	45,5 kW
Rendement	88,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	264 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	59 kW
Courant nominal	115 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	8
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	376 kg



Caractéristiques de fonctionnement					UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	

Dimensions mm

- A = 3487
- B = 2010
- C = 1457
- D = 188
- DN = 100
- E = 191
- F = 197
- G = 160
- H = 145
- I = 166
- L = 8
- M = 11,5



Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Pars-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
10.07.2021	1		

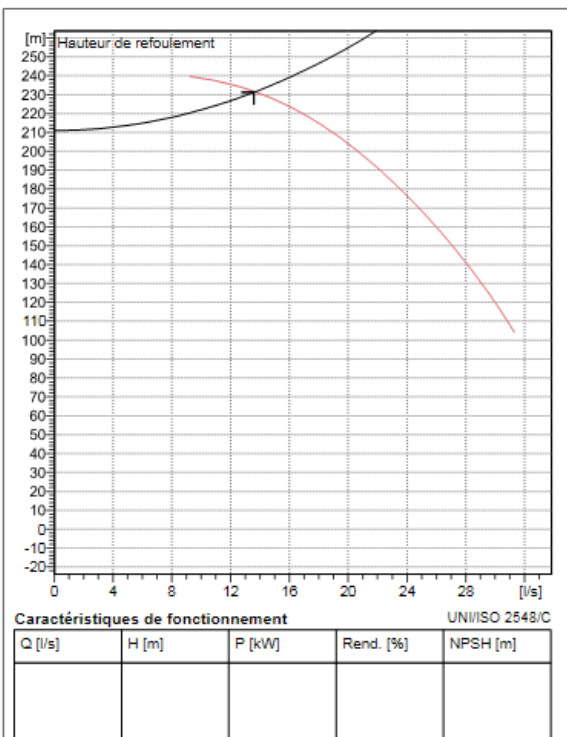
Annexe (7) : Caractéristique de la pompe du forage Iafar



Modena - Italy

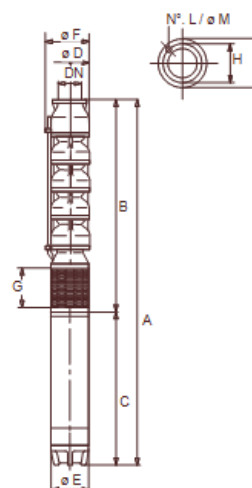
COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

E8S55/12A + MC880	
Caractéristiques requises	
Débit	13,6 l/s
Hauteur de refoulement	231 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	13,7 l/s
Hauteur de refoulement	232 m
Puissance absorbée	45,5 kW
Rendement	88,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	284 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	59 kW
Courant nominal	115 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	8
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	376 kg



Dimensions mm

- A = 3467
- B = 2010
- C = 1457
- D = 188
- DN = 100
- E = 191
- F = 197
- G = 160
- H = 145
- I = 166
- L = 6
- M = 11,5



Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

Notes:

Date 10.07.2021	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

PumpTutor Version 2.0 - 18.07.2002 (Build 464)

Annexe (8) : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère

ملخص

من خلال هذه المذكرة قمنا بدراسة فنية لمشروع توصيل المياه الصالحة للشرب إلى أربعة قرى تشمل كل من سبوكة، منشار، بوشرطيوية و إعفرار التابعة لبلدية خراطة بعد عرض موقع المشروع بدأنا بدراسة الاحتياجات المائية لكل الفئات التي تستهلك المياه ، والتي قدرت ب 1331.72 م³، وبعد ذلك قمنا بدراسة حجم كل الخزانات المتواجدة في كل منطقة، تليها دراسة فنية واقتصادية لقنوات النقل ، بعد ذلك قمنا بتحديد نوعية المضخات ودراسة ظاهرة المطرقة المائية ، وفي الأخير قمنا بدراسة شبكة توزيع المياه إلى سكان قرية إعفرار.

الكلمات المفتاحية :، الخزانات، المضخات ، المطرقة المائية ، شبكة توزيع المياه.

Résumé

Dans le présent mémoire, nous avons fait une étude technique du projet d'alimentation en eau potable pour les villages Sebouka, Manchar, Bouchertioua et Iafar qui appartiennent et à la commune de Kherrata. Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'étude des besoins en eau des différentes catégories de consommateurs, qui sont estimés à 1331.72 m³/j. Puis nous avons vérifié les capacités des réservoirs de la zone d'étude. Par la suite, une étude technico-économique pour les conduites d'adduction par refoulement, d'une longueur totale de 3250 m a été faite. Ensuite, nous avons fait également le choix des pompes adéquates pour la station de reprise, forage et les puits. Après avoir choisi le type des pompes, nous avons fait une étude de vérification contre le phénomène coup de bélier. Finalement, nous avons dimensionné le réseau de distribution pour le village Iafar.

Mot clés : réservoirs, adduction, pompes, coup de bélier, réseau de distribution.

Abstract

In the brief, we made a technical study of the drinking water supply project for the Sebouka, Manchar, Bouchertioua and Iafar villages which belong to the municipality of Kherrata. After presenting the project site, we began to study the water needs of the different categories of consumers, which are estimated at 1331.72 m³/d. Then we checked the capacities of the reservoirs in the study area. Subsequently, a technical and economic study for the delivery pipes by discharge, with a total length of 3250 m was carried out. Then, we also made the choice of the adequate pumps for the rework station, borehole and wells. After choosing the type of pumps, we made a verification study against the water hammer phenomenon. Finally, we sized the distribution network for the Iafar village.

Keywords: reservoirs, adduction, pumps, water hammer, distribution network