

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



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

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M<sup>elle</sup> **ABBAS Meriem**

M<sup>elle</sup> **BAKOUCHE Hayette**

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

## **ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE KHERRATA À PARTIR DU BARRAGE D'IGHIL EMDA, WILYAYA DE BEJAIA**

Soutenu le 09/07/2019 devant le jury composé de

- Président : **Mr HAMMOUCHE Abderrahmane**

- Promoteurs : **Mr BERREKSI Ali**

**Mr BEDJOU Abdelhamid**

- Examineur : **Mr BENDAHMANE Ibrahim**

- Invitée : **Mme IKHLEF NEDJMA**

Année Universitaire : 2018/2019

## Remerciements

*Nous tenons à remercier en premier lieu le Dieu tout puissant pour nous avoir donné le courage, la force et la patience d'achever ce modeste travail.*

*Nous adressons nos sincères remerciements à nos encadreurs Mr Berrekçi Ali et Mr Bedjou Abdelhamid qui n'ont pas hésités à mettre à notre disposition leur connaissances, leur multiples conseils et instructions et qui nous ont également dirigés tout le long de ce travail ainsi que pour la confiance qu'ils nous ont témoigné, nous les remercions aussi pour le grand soutien moral qu'ils nous ont apporté et leur patience.*

*Nous voudrions remercier spécialement Madame Ikhlef. N. de la direction des ressources en eau de la wilaya de Bejaia et l'ensemble du personnel de la Subdivision d'hydraulique, la subdivision d'agriculture et l'APC de la commune de Kherrata pour leurs aides et avoir mis à notre disposition tout les documents et données afin de réaliser ce modeste travail.*

*Merci à nos familles de nous avoir encouragé et soutenu le long de notre cursus universitaire.*

# Table des matières

	<b>Introduction générale</b>	<b>1</b>
<b>1</b>	<b>Présentation du site et estimation des besoins</b>	<b>2</b>
1.1	Introduction . . . . .	2
1.2	Présentation du site . . . . .	2
1.2.1	Situation géographique de la zone d'étude . . . . .	2
1.2.2	Le réseau hydrographique . . . . .	3
1.2.3	Situation climatique . . . . .	3
1.2.3.1	<i>Pluviométrie</i> . . . . .	4
1.2.3.2	<i>Température</i> . . . . .	4
1.2.3.3	<i>Le vent dominant</i> . . . . .	4
1.2.4	Situation topographique . . . . .	4
1.2.5	Situation géologique . . . . .	4
1.2.6	La situation des ressources en eau . . . . .	5
1.2.6.1	<i>Oued Agrioun</i> . . . . .	5
1.2.6.2	<i>Le barrage d'Ighil Emda</i> . . . . .	5
1.2.6.3	<i>Les eaux souterraines</i> . . . . .	5
1.3	Exploitation des logiciels . . . . .	6
1.3.1	Google Earth . . . . .	6
1.3.2	GPS Visualizer . . . . .	7
1.3.3	ArcGIS . . . . .	7
1.4	Estimation de la population . . . . .	9
1.5	Estimation des besoins en eau de la population . . . . .	10
1.5.1	Dotation . . . . .	10
1.5.2	Consommation moyenne journalière . . . . .	11
1.6	Les différents types de besoins . . . . .	11
1.6.1	Besoins domestiques . . . . .	11
1.6.2	Besoins sanitaires . . . . .	12
1.6.3	Besoins scolaires . . . . .	12

# Table des matières

	<b>Introduction générale</b>	<b>1</b>
<b>1</b>	<b>Présentation du site et estimation des besoins</b>	<b>2</b>
1.1	Introduction . . . . .	2
1.2	Présentation du site . . . . .	2
1.2.1	Situation géographique de la zone d'étude . . . . .	2
1.2.2	Le réseau hydrographique . . . . .	3
1.2.3	Situation climatique . . . . .	3
1.2.3.1	<i>Pluviométrie</i> . . . . .	4
1.2.3.2	<i>Température</i> . . . . .	4
1.2.3.3	<i>Le vent dominant</i> . . . . .	4
1.2.4	Situation topographique . . . . .	4
1.2.5	Situation géologique . . . . .	4
1.2.6	La situation des ressources en eau . . . . .	5
1.2.6.1	<i>Oued Agrioun</i> . . . . .	5
1.2.6.2	<i>Le barrage d'Ighil Emda</i> . . . . .	5
1.2.6.3	<i>Les eaux souterraines</i> . . . . .	5
1.3	Exploitation des logiciels . . . . .	6
1.3.1	Google Earth . . . . .	6
1.3.2	GPS Visualizer . . . . .	7
1.3.3	ArcGIS . . . . .	7
1.4	Estimation de la population . . . . .	9
1.5	Estimation des besoins en eau de la population . . . . .	10
1.5.1	Dotation . . . . .	10
1.5.2	Consommation moyenne journalière . . . . .	11
1.6	Les différents types de besoins . . . . .	11
1.6.1	Besoins domestiques . . . . .	11
1.6.2	Besoins sanitaires . . . . .	12
1.6.3	Besoins scolaires . . . . .	12

1.6.4	Besoins socio-culturels . . . . .	13
1.6.5	Besoins sportifs . . . . .	13
1.6.6	Besoins industriels . . . . .	13
1.6.7	Besoins commerciaux . . . . .	14
1.6.8	Besoins administratifs . . . . .	14
1.6.9	Besoins des cheptels . . . . .	15
1.7	Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur . . . . .	16
1.8	Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj,j}$ . . . . .	16
1.9	Consommation maximal journalière $Q_{max,j}$ . . . . .	17
1.10	Variation de la consommation horaire . . . . .	18
1.11	Conclusion . . . . .	19
<b>2</b>	<b>Les réservoirs</b>	<b>20</b>
2.1	Introduction . . . . .	20
2.2	Types des réservoirs . . . . .	20
2.3	Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir . . . . .	21
2.4	Les équipements d'un réservoir . . . . .	21
2.5	Capacité d'un réservoir . . . . .	22
2.6	Description du schéma synoptique des réservoirs . . . . .	22
2.6.1	Description du logiciel Edraw Max . . . . .	22
2.6.1.1	<i>Caractéristiques du logiciel</i> . . . . .	23
2.6.2	La prise d'eau flottante . . . . .	23
2.6.2.1	<i>Principe</i> . . . . .	23
2.6.2.2	<i>Points forts</i> . . . . .	24
2.6.2.3	<i>Applications</i> . . . . .	25
2.7	Dimensionnement des réservoirs de stockage . . . . .	25
2.7.1	Dimensionnement du réservoir projeté Ighil Alia (Réservoir Tampon) . . . . .	26
2.7.2	Dimensionnement du réservoir Merouaha . . . . .	27
2.7.3	Dimensionnement du réservoir Technicum . . . . .	29
2.7.4	Dimensionnement du réservoir Sidi Abderrahmane . . . . .	30
2.7.5	Dimensionnement du réservoir Afra . . . . .	31
2.7.6	Dimensionnement du réservoir Boufalki . . . . .	33
2.7.7	Dimensionnement du réservoir Mehrira . . . . .	34
2.8	Conclusion . . . . .	35
<b>3</b>	<b>Adduction</b>	<b>36</b>
3.1	Introduction . . . . .	36
3.2	Description du schéma d'adduction . . . . .	36

---

1.6.4	Besoins socio-culturels . . . . .	13
1.6.5	Besoins sportifs . . . . .	13
1.6.6	Besoins industriels . . . . .	13
1.6.7	Besoins commerciaux . . . . .	14
1.6.8	Besoins administratifs . . . . .	14
1.6.9	Besoins des cheptels . . . . .	15
1.7	Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur . . . . .	16
1.8	Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj,j}$ . . . . .	16
1.9	Consommation maximal journalière $Q_{max,j}$ . . . . .	17
1.10	Variation de la consommation horaire . . . . .	18
1.11	Conclusion . . . . .	19
<b>2</b>	<b>Les réservoirs</b>	<b>20</b>
2.1	Introduction . . . . .	20
2.2	Types des réservoirs . . . . .	20
2.3	Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir . . . . .	21
2.4	Les équipements d'un réservoir . . . . .	21
2.5	Capacité d'un réservoir . . . . .	22
2.6	Déscription du schéma synoptique des réservoirs . . . . .	22
2.6.1	Description du logiciel Edraw Max . . . . .	22
2.6.1.1	<i>Caractéristiques du logiciel</i> . . . . .	23
2.6.2	La prise d'eau flottante . . . . .	23
2.6.2.1	<i>Principe</i> . . . . .	23
2.6.2.2	<i>Points forts</i> . . . . .	24
2.6.2.3	<i>Applications</i> . . . . .	25
2.7	Dimensionnement des réservoirs de stockage . . . . .	25
2.7.1	Dimensionnement du réservoir projeté Ighil Alia (Réservoir Tampon) . . . . .	26
2.7.2	Dimensionnement du réservoir Merouaha . . . . .	27
2.7.3	Dimensionnement du réservoir Technicum . . . . .	29
2.7.4	Dimensionnement du réservoir Sidi Abderrahmane . . . . .	30
2.7.5	Dimensionnement du réservoir Afra . . . . .	31
2.7.6	Dimensionnement du réservoir Boufalki . . . . .	33
2.7.7	Dimensionnement du réservoir Mehrira . . . . .	34
2.8	Conclusion . . . . .	35
<b>3</b>	<b>Adduction</b>	<b>36</b>
3.1	Introduction . . . . .	36
3.2	Déscription du schéma d'adduction . . . . .	36

---

3.3	Critères de choix du tracé . . . . .	37
3.4	Choix de matériaux de la conduite . . . . .	37
3.5	Etude technico-économique des conduites . . . . .	37
3.5.1	Calcul du diamètre avantageux pour les conduites en refoulement . . . . .	37
3.5.2	Calcul de la vitesse . . . . .	38
3.5.3	Calcul des pertes de charge . . . . .	38
3.5.3.1	<i>Les pertes de charge linéaires (<math>\Delta H_L</math>)</i> . . . . .	38
3.5.3.2	<i>Les pertes de charge singulières (<math>\Delta H_S</math>)</i> . . . . .	39
3.5.4	Calcul de la hauteur manométrique total (Hmt) . . . . .	39
3.5.5	Calcul de la puissance absorbée par la pompe ( $P_a$ ) . . . . .	40
3.5.6	Calcul de l'énergie consommée par la pompe . . . . .	40
3.5.7	Calcul des frais d'exploitation . . . . .	40
3.5.8	des frais d'amortissement . . . . .	40
3.5.9	Calcul du bilan $B_L$ . . . . .	41
3.5.10	Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires . . . . .	41
3.6	Dimensionnement de l'adduction par refoulement . . . . .	41
3.6.1	Tronçon R.Merouaha - R.Boussaada . . . . .	41
3.6.2	Tronçon R.Merouaha - R.Ouled Hanoune . . . . .	43
3.6.3	Tronçon R.Afra - R.Tala Ouguellil . . . . .	44
3.6.4	Tronçon R.Afra - R.Elmssala . . . . .	45
3.6.5	Tronçon R.Boufalki - R.Mehrira . . . . .	47
3.7	Dimensionnement de l'adduction gravitaire . . . . .	48
3.7.1	Tronçon R.Ighil Alia - R.Merouaha . . . . .	48
3.7.2	Tronçon R.Ighil Alia - R.Afra . . . . .	49
3.7.3	Tronçon R.Sidi Abderrahmane - R.R'houali . . . . .	50
3.7.4	Tronçon R.Mehrira - R.Moekef . . . . .	51
3.7.5	Tronçon R.Mehrira - R.Maherira . . . . .	52
3.7.6	Tronçon R.Ighil Alia - Pic Tajnanet . . . . .	52
3.7.7	Tronçon Pic Tajnanet - R.Boufalki . . . . .	53
3.7.8	Tronçon Pic Tajnanet - R.Sidi Abderrahmane . . . . .	54
3.7.9	Tronçon Pic Tajnanet - Pic Technicum . . . . .	55
3.7.10	Tronçon Pic Technicum - R.Technicum . . . . .	55
3.8	Description d'un régulateur de débit . . . . .	56
3.8.1	Fonctions . . . . .	56
3.8.2	Applications . . . . .	57
3.9	Conclusion . . . . .	57

---

<b>4</b>	<b>Les pompes</b>	<b>58</b>
4.1	Introduction . . . . .	58
4.2	Choix des pompes . . . . .	58
4.3	Les courbes Caractéristiques d'une pompe . . . . .	58
4.3.1	La courbe hauteur - débit « $H = f(Q)$ » . . . . .	58
4.3.2	La courbe rendement - débit « $\eta = f(Q)$ » . . . . .	58
4.3.3	La courbe des puissances absorbées - débit « $P_a = f(Q)$ » . . . . .	59
4.4	Le point de fonctionnement d'une pompe . . . . .	59
4.4.1	Première variante : modification du temps de pompage . . . . .	59
4.4.2	Deuxième variante : Régulation par étouffement . . . . .	59
4.4.3	Troisième variante : Rognage de la roue . . . . .	60
4.4.4	Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation . . . . .	60
4.5	Etude de la cavitation . . . . .	60
4.6	Choix du type des pompes . . . . .	61
4.6.1	La pompe 1 (R.Merhouaha - R.Boussaada) . . . . .	61
4.6.2	La pompe 2 (R.Merhouaha - R.Ouled Hanoune) . . . . .	62
4.6.3	La pompe 3 (R.Afra - R.Tala Ouguellil) . . . . .	63
4.6.4	La pompe 4 (R.Afra - R.Elmssala) . . . . .	64
4.6.5	La pompe 5 (R.Boufalki - R.Mehrira) . . . . .	65
4.7	conclusion . . . . .	66
<b>5</b>	<b>Coup de bélier</b>	<b>67</b>
5.1	Introduction . . . . .	67
5.1.1	Causes principales du phénomène de coup de bélier . . . . .	67
5.1.2	Moyens de protection contre le coup de bélier . . . . .	67
5.2	Etude du coup de bélier . . . . .	68
5.2.1	Valeurs numériques du coup de bélier . . . . .	68
5.2.2	Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons du refou- lement . . . . .	70
5.2.3	Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons gravitaires	71
5.3	Tracé des profils en long par logiciel COVADIS . . . . .	72
5.4	Conclusion . . . . .	73
<b>6</b>	<b>Distribution</b>	<b>74</b>
6.1	Introduction . . . . .	74
6.2	Classification des réseaux de distribution . . . . .	74
6.2.1	Réseau ramifié . . . . .	74
6.2.2	Réseau maillé . . . . .	74

---

6.2.3	Réseau étagé . . . . .	74
6.3	Choix du type des matériaux . . . . .	75
6.4	Description du réseau de distribution . . . . .	75
6.5	Calcul hydraulique du réseau de distribution . . . . .	75
6.5.1	Débit de pointe . . . . .	75
6.5.2	Débit spécifique . . . . .	76
6.5.3	Débit de route . . . . .	76
6.5.4	Débit au nœud . . . . .	76
6.6	Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds . . . . .	77
6.7	Modélisation du réseau par logiciel Epanet . . . . .	79
6.7.1	Les étapes d'utilisation d'EPANET . . . . .	79
6.7.2	Modélisation du réseau . . . . .	79
6.8	Résultats après la simulation par logiciel Epanet . . . . .	80
6.9	Conclusion . . . . .	83
	<b>Conclusion générale</b>	<b>84</b>
	<b>Références bibliographiques</b>	<b>85</b>

---

# Liste des tables

1.1	<i>Températures mensuelles</i>	4
1.2	<i>Estimation de la population à l'horizon futur (2050)</i>	9
1.3	<i>Estimation de la population à l'horizon futur (2050) (suite et fin)</i>	10
1.4	<i>Norme de dotation domestique</i>	10
1.5	<i>Besoins domestiques</i>	11
1.6	<i>Besoins sanitaires</i>	12
1.7	<i>Besoins scolaires</i>	12
1.8	<i>Besoins socio-culturels</i>	13
1.9	<i>Besoins sportifs</i>	13
1.10	<i>Besoins industriels</i>	13
1.11	<i>Besoins commerciaux</i>	14
1.12	<i>Besoins administratifs</i>	14
1.13	<i>Besoins administratifs (suite et fin)</i>	15
1.14	<i>Besoins des cheptels</i>	15
1.15	<i>Estimation des différents besoins pour l'horizon futur (2050)</i>	16
1.16	<i>La consommation moyenne journalière majorée</i>	17
1.17	<i>Consommation maximal journalière</i>	17
1.18	<i>Variation des valeurs de <math>\beta_{max}</math></i>	18
1.19	<i>Représentation des valeurs de <math>\beta_{max}</math>, <math>K_{max,h}</math>, <math>Q_{moy,h}</math> et <math>Q_{max,h}</math> pour l'horizon actuel</i>	18
1.20	<i>Représentation des valeurs de <math>\beta_{max}</math>, <math>K_{max,h}</math>, <math>Q_{moy,h}</math> et <math>Q_{max,h}</math> pour l'horizon futur</i>	19
2.1	<i>Dimensionnement du réservoir tampon</i>	26
2.2	<i>Dimensionnement du réservoir Merouaha</i>	28
2.3	<i>Dimensionnement du réservoir Technicum</i>	29
2.4	<i>Dimensionnement du réservoir Sidi Abderrahmane</i>	30
2.5	<i>Dimensionnement du réservoir Sidi Abderrahmane (suite et fin)</i>	31
2.6	<i>Dimensionnement du réservoir Afra</i>	32
2.7	<i>Dimensionnement du réservoir Boufalki</i>	33
2.8	<i>Dimensionnement du réservoir Mehrira</i>	34

---

2.9	<i>Dimensionnement du réservoir Mehrira (suite et fin)</i> . . . . .	35
2.10	<i>Représentation des capacités des réservoirs, les diamètres et <math>H_{inc}</math></i> . . . . .	35
3.1	<i>Calcul de la Hmt du tronçon R.Merouaha - R.Boussaada</i> . . . . .	42
3.2	<i>Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (R.Merouaha - R.Boussaada)</i> .	42
3.3	<i>Calcul du bilan (R.Merouaha - R.Boussaada)</i> . . . . .	42
3.4	<i>Calcul de la Hmt du tronçon R.Merouaha - R.Ouled Hanoune</i> . . . . .	43
3.5	<i>Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (R.Merouaha - R.Ouled Hanoune)</i>	43
3.6	<i>Calcul du bilan (R.Merouaha - R.Ouled Hanoune)</i> . . . . .	44
3.7	<i>Calcul de la Hmt du tronçon R.Afra - R.Tala Ouguellil</i> . . . . .	44
3.8	<i>Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (R.Afra - R.Tala Ouguellil)</i> . .	45
3.9	<i>Calcul du bilan (R.Afra - R.Tala ouguellil)</i> . . . . .	45
3.10	<i>Calcul de la Hmt du tronçon R.Afra - R.Elmssala</i> . . . . .	46
3.11	<i>Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (R.Afra - R.Elmssala)</i> . . . . .	46
3.12	<i>Calcul du bilan (R.Afra - R.Elmssala)</i> . . . . .	46
3.13	<i>Calcul de la Hmt du tronçon R.Boufalki - R.Mehrira</i> . . . . .	47
3.14	<i>Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (R.Boufalki - R.Mehrira)</i> . . . .	47
3.15	<i>Calcul du bilan (R.Boufalki-R.Mehrira)</i> . . . . .	48
3.16	<i>Calcul des pertes de charge totales du tronçon R.Ighil Alia - R.Merouaha</i> . . . . .	48
3.17	<i>Calcul des pertes de charge totales du tronçon R.Ighil Alia - R.Afra</i> . . . . .	49
3.18	<i>Calcul des pertes de charge totales du tronçon réservoir Sidi Abderrahmane - R'houali</i>	50
3.19	<i>Calcul des pertes de charge totales du tronçon réservoir (Mehrira - Moekef)</i> . . . . .	51
3.20	<i>Calcul des pertes de charge totales du tronçon R.Mehrira - R.Mahrira</i> . . . . .	52
3.21	<i>Calcul des pertes de charge totales du tronçon réservoir Ighil Alia - Pic Tajnanet</i> .	53
3.22	<i>Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pic Tajnanet - R.Boufalki</i> . . . . .	53
3.23	<i>Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pic Tajnanet - R.Sidi Abedrrahmane</i>	54
3.24	<i>Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pic Tajnanet - Pic Technicum</i> . . . .	55
3.25	<i>Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pic Technicum - R.Technicum</i> . . . .	56
3.26	<i>Les diamètres retrouvés et le matériau opté pour chaque conduite</i> . . . . .	57
4.1	<i>Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température</i> . . . . .	61
5.1	<i>Caractéristiques des tronçons (refoulement)</i> . . . . .	70
5.2	<i>Calcul de la valeur maximal du coup de bélier (refoulement)</i> . . . . .	70
5.3	<i>Caractéristiques des tronçons (gravitaires)</i> . . . . .	71
5.4	<i>Calcul de la valeur maximal du coup de bélier (gravitaire)</i> . . . . .	71
5.5	<i>Calcul de la valeur maximal du coup de bélier (gravitaire)</i> . . . . .	72
6.1	<i>Débits aux noeuds du village de Beni - Merai le cas de pointe</i> . . . . .	77

---

6.2	<i>Débits aux noeuds du village de Beni - Merai le cas de pointe (suite)</i> . . . . .	78
6.3	<i>Débits aux noeuds du village de Beni - Merai le cas de pointe (suite et fin)</i> . . . . .	79
6.4	<i>Etat des noeuds du réseau</i> . . . . .	81
6.5	<i>Etat des conduites du réseau</i> . . . . .	82
6.6	<i>Etat des conduites du réseau (suite et fin)</i> . . . . .	83

# Liste des figures

1.1	<i>Carte de situation de la zone d'étude</i>	3
1.2	<i>Délimitation de la zone d'étude</i>	6
1.3	<i>Importation de la zone d'étude</i>	7
1.4	<i>Affichage des courbes de niveau</i>	8
1.5	<i>Plan de masse de la zone d'étude</i>	8
2.1	<i>Equipements d'un réservoir d'eau potable</i>	21
2.2	<i>L'interface Edraw Max</i>	23
2.3	<i>Prise d'eau flottante</i>	24
4.1	<i>Les courbes caractéristiques de la pompe 1</i>	62
4.2	<i>Les courbes caractéristiques de la pompe 2</i>	63
4.3	<i>Les courbes caractéristiques de la pompe 3</i>	64
4.4	<i>Les courbes caractéristiques de la pompe 4</i>	65
4.5	<i>Les courbes caractéristiques de la pompe 5</i>	66
5.1	<i>Interface du logiciel COVAID 10.1 (2008)</i>	72
6.1	<i>Schéma du réseau après la simulation</i>	80

# Liste des symboles et abréviations

***A*** : Amortissement annuel.

***a*** : Célérité de l'onde (m/s).

***B*** : Valeur du coup de bélier (m).

***B<sub>L</sub>*** : Le bilan (DA).

***CP*** : La côte trop plein.

***CR*** : la côte radier.

***D*** : Diamètre de la conduite (m).

***D<sub>r</sub>*** : Diamètre du réservoir (m).

***D<sub>ext</sub>*** : Diamètre extérieur de la conduite (m).

***D<sub>int</sub>*** : Diamètre intérieur de la conduite (m).

***D<sub>n</sub>*** : Diamètre nominal du tuyau (m).

***D<sub>max</sub>*** : Diamètre maximale de la conduite (m).

***D<sub>1</sub>*** : Diamètre donné par BONNIN (m).

***D<sub>2</sub>*** : Diamètre donné par BRESS (m).

***E*** : Énergie consommée par la pompe (KWh).

***e*** : Épaisseur de la conduite (m).

***e<sub>u</sub>*** : Prix unitaire du KWh fixé par SONELGAZ à (4.67 DA).

***F<sub>exp</sub>*** : Frais d'exploitation (DA).

***F<sub>am</sub>*** : Frais d'amortissement (DA).

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

***H<sub>a</sub>*** : La hauteur d'aspiration (m).

***H<sub>r</sub>*** : La hauteur du réservoir (m).

***H<sub>1</sub>*** : La hauteur manométrique du point désiré (m).

***H<sub>inc</sub>*** : La hauteur d'incendié (m).

***H<sub>mt</sub>*** : La hauteur manométrique totale (m).

***H<sub>s</sub>*** : La valeur maximale de la pression-surpression (m).

***H<sub>d</sub>*** : La valeur minimale de la pression-dépression (m).

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

---

**$H_0$**  : La pression absolue de la conduite (m).  
 **$h$**  : Perte de charge engendrée par vannage (m).  
 **$i$**  : Le taux d'intérêt.  
 **$K$**  : La rugosité absolue de la conduite.  
 **$K_c$**  : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.  
 **$K_{max.h}$**  : Coefficient de variation horaire maximale.  
 **$K_{max.j}$**  : Coefficient de variation journalière maximale.  
 **$L$**  : Longueur de la conduite (m).  
 **$L_{ij}$**  : Longueur du tronçon (i-j) en (m).  
 **$m$**  : Coefficient de rognage.  
 **$N$**  : La vitesse de rotation (tr/min).  
 **$N'$**  : La nouvelle vitesse de rotation (tr/min).  
 **$N_i$**  : Nombre d'habitants.  
 **$NPSH_d$**  : La charge minimale disponible à l'aspiration.  
 **$NPSH_r$**  : La charge nette minimale à l'aspiration.  
 **$n$**  : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.  
 **$n_i$**  : Nombre d'année d'amortissement (n=31ans).  
 **$P$**  : La puissance utile (KW).  
 **$P_a$**  : La puissance absorbée par la pompe (KW).  
 **$P_0$**  : La pression en metre de colonne d'eau au point d'aspiration (m).  
 **$P\%$**  : Le résidu maximale dans le réservoir (%).  
 **$P_n$**  : La population à l' horizon d'étude.  
 **$P_0$**  : La population de l'année référence(2018).  
 **$PEHD$**  : Polyéthylène haute densité.  
 **$Pic$**  : Le point de piquage.  
 **$PN$**  : La pression nominal.  
 **$PVC$**  : Conduites en poly chlorure de vinyle.  
 **$Q$**  : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m<sup>3</sup>/s).  
 **$Q_{equi}$**  : Besoins d'équipement (m<sup>3</sup>/j).  
 **$Q_{dome}$**  : Besoins domestiques (m<sup>3</sup>/j).  
 **$Q_c$**  : Somme des débits localisé en noeud considéré (l/s).  
 **$Q_p$**  : Débit de pointe en (m<sup>3</sup>/j).  
 **$Q_n$**  : Débit du noeud (l/s).  
 **$Q_r$**  : Débit de route (l/s).  
 **$Q_s$**  : Débit spécifique (l/s).  
 **$Q_{maj.j}$**  : Débit majoré journalier en (m<sup>3</sup>/j).  
 **$Q_{max.j}$**  : Débit maximum journalier en (m<sup>3</sup>/j).

---

---

$Q_{moy.h}$  : Débit moyen majoré horaire ( $m^3/h$ ).  
 $Q_{max.h}$  : Débit maximum horaire ( $m^3/h$ ).  
 $Q$  : Le débit au point de fonctionnement désiré ( $m^3/s$ ).  
 $Q_1$  : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage ( $m^3/s$ ).  
 $Q'$  : Le débit au point homologue du point désiré ( $m^3/s$ ).  
 $q$  : Dotation moyenne journalière (l/j.cons).  
 $R$  : Réservoir.  
 $Re$  : Le nombre de REYNOLDS.  
 $R^{+max}$  : Résidu maximum positif.  
 $R^{-max}$  : Résidu maximum négatif.  
 $r$  : Le pourcentage de rognage (%).  
 $S_r$  : La surface de réservoir ( $m^2$ ).  
 $T_a$  : Le taux d'accroissement annuel de la population en %, pris égale à 1.2.  
 $T_p$  : Le temps de pompage.  
 $T_1$  : Le temps de fermeture brusque de la vanne (s).  
 $T_2$  : Le temps de fermeture lente de la vanne (s).  
 $T_v$  : La pression de vapeur maximale de l'air.  
 $T'$  : Le nouveau temps de pompage (s).  
 $T$  : Le temps de pompage par jour ( $t = 20h$ ).  
 $V$  : La vitesse d'écoulement (m/s).  
 $V_T$  : Le volume totale du réservoir ( $m^3$ ).  
 $V_{min}$  : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.  
 $V_{max}$  : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1.5 m/s.  
 $V_{inc}$  : Le volume d'incendie ( $120 m^3$ ).  
 $V_0$  : Vitesse initiale d'écoulement (m/s).  
 $\alpha_{max}$  : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1.2 et 1.4.  
 $\beta_{max}$  : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.  
 $\eta$  : Le rendement de la pompe (%).  
 $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau ( $m^2/s$ ).  
 $\lambda$  : Coefficient de frottement de Darcy.  
 $\phi$  : Le diamètre de la tubulure (m).  
 $\xi$  : Coefficient d'ouverture de la vanne.  
 $\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.  
 $\rho$  : La masse volumique ( $kg/m^3$ ).  
 $\pi$  : 3.14.  
 $\Delta H_v$  : La perte de charge créée par la vanne (m).  
 $\Delta H_t$  : La perte de charge totale (m).

---

---

$\Delta H_l$  : La perte de charge linéaire (m).

$\Delta H_s$  : La perte de charge singulière (m).

# Introduction générale

L'eau, l'un des éléments naturels dont notre planète est dotée pour favoriser la vie, elle est perçue comme une denrée qu'il faut préserver en construisant de nombreuses infrastructures hydrauliques.

Durant les quinze dernières années, l'état Algérienne s'est investi énormément avec l'appui des partenaires au développement dans le secteur de l'eau potable. Assurer l'approvisionnement en eau potable de la population est l'une de ces premières préoccupations.

Dans ce contexte, l'objectif du présent travail est l'étude d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'Ighil Emda (Wilaya de Bejaia). Afin de tenter de résoudre la souffrance en manque d'eau dans cette région et satisfaire la demande en eau de la population des quatre villages : Djermouna, Chef-lieu, Beni-Merai et Kelaoune pour l'horizon d'étude (2050), il a été décidé de bénéficier de la prise d'eau flottante située à Draa El-Gaid.

Ce travail est réparti en six chapitres :

Le premier chapitre sera consacré sur la présentation du site et estimation des besoins actuel et à long terme des quatre villages de la commune. La réalisation des plans de masse et topographiques seront effectuer en exploitant les logiciels suivants : Google Earth, Global Mapper, GPS Visualizer et ArcGIS.

Dans le second chapitre, nous allons dimensionner les ouvrages de stockage servant à la distribution des différents villages.

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

Le quatrième chapitre se portera sur le choix des pompes adéquates pour les différentes stations de pompage à l'aide du catalogue numérique du choix des pompes CAPRARI.

La protection de notre chaîne d'adduction contre le phénomène du coup de bélier et prendre les précautions nécessaires anti coup de bélier sera réalisée dans le chapitre cinq.

Quand au dernier chapitre, nous allons concevoir l'étude du réseau de distribution d'une partie du village de Beni-Merai et ceci en exploitant le logiciel EPANET.

On terminera notre étude par une conclusion générale.

# Chapitre 1

## Présentation du site et estimation des besoins

### 1.1 Introduction

La présentation du site est nécessaire avant toute étude technique, l'objectif de cette étude entre dans le cadre d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'Ighil Emda (wilaya de Bejaia), afin de satisfaire ces besoins en eau à long terme (horizon 2050) par la connaissance des différentes caractéristiques du lieu ainsi que les facteurs influençant sur la conception du projet.

### 1.2 Présentation du site

La commune de Kherrata englobe les villages de Beni-Merai, Djermouna et Kelaoune depuis 1947 jusqu'à ce jour, elle faisait partie de la wilaya de Sétif. Suite au découpage administratif du juillet 1974, elle a été rattachée à la wilaya de Bejaia, comme Daïra. Cette commune est située à environ 60 km du chef-lieu de la wilaya sur la route nationale n°9, elle s'étend sur une superficie de 97.30  $km^2$  [1].

#### 1.2.1 Situation géographique de la zone d'étude

La commune de Kherrata est située au Sud-Est de la wilaya de Bejaia, limitrophe avec la wilaya de Sétif, elle est limitée par [1] :

- la commune de Darguina, Taskriout et Ait smail au Nord ;
- la commune d'Oued el Bared (wilaya de Sétif) à l'Est ;
- la commune de Draa El-Gaid au Sud ;
- la commune de Draa El-Gaid à l'Ouest.

À l'aide de l'utilitaire en ligne Framacarte qui est basé sur le logiciel Umap, nous avons pu délimiter la carte géographique de la wilaya de Bejaia ainsi que l'ensemble de ces communes (Figure (1.1)).

Les étapes utilisées sont :

- exporter le fichier KML ;
- ouvrir le fichier sur Global Mapper ;
- créer une carte riche en informations (orientation, échelle,... etc.).

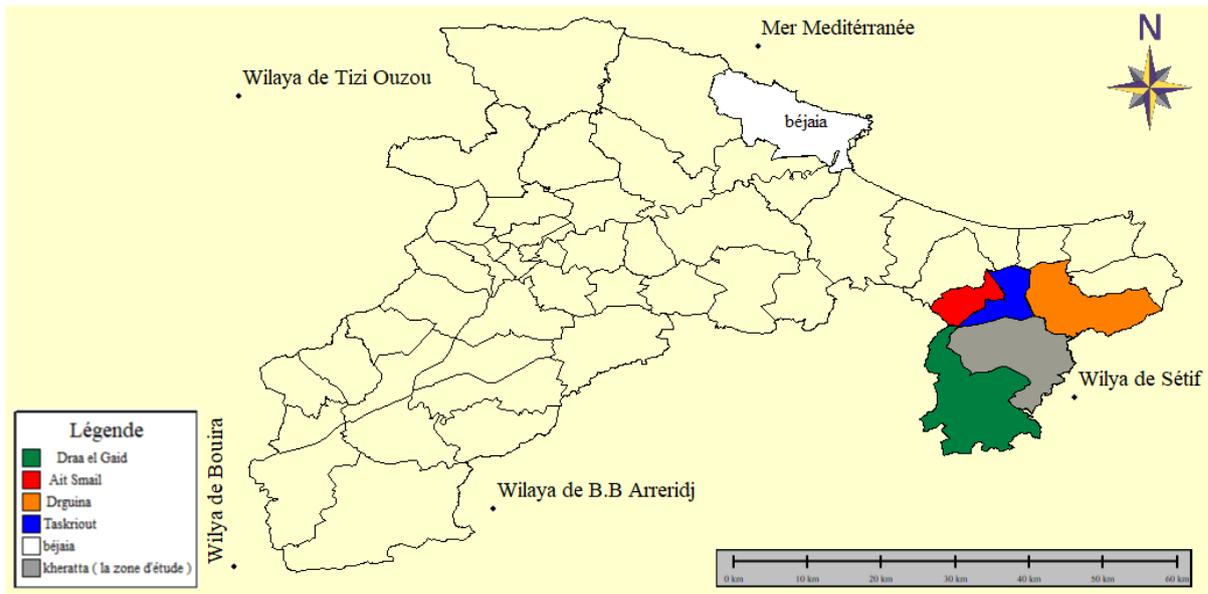


FIGURE 1.1 – Carte de situation de la zone d'étude

### 1.2.2 Le réseau hydrographique

La commune de Kherrata se trouve incluse dans le bassin versant de l'Oued Agrioun et le barrage d'Ighil Emda qui constitue la principale ressource hydraulique de la région, et dont les eaux sont utilisées pour la production de l'énergie électrique. Ce barrage collecte les apports de Oued El Berd et Oued Atteba [1].

Le réseau hydrographique de cette zone se caractérise par sa dépendance totale de l'Oued Agrioun qui constitue le principal exutoire de la Daïra de Kherrata vers la mer.

### 1.2.3 Situation climatique

La commune de Kherrata est influencée par un climat de la méditerranée [1] :

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

### 1.2.3.1 *Pluviométrie*

L'étude générale pluviométrique réalisée par l'Agence Nationale des Ressources hydrique (ANRH) sur l'ensemble du Nord de l'Algérie met en évidence que les pluies précipitant dans la commune de Kherrata sont comprises entre les isohyètes 900 et 1200 mm [1].

L'année pluviométrique se divise en deux grandes périodes bien distinctes [1] :

- une période humide allant de Septembre à Mai, qui totalise 1067 mm, soit 96.73% du module moyen annuel ;
- une période sèche s'étalant de Mai à Août, avec un total de 36 mm, soit 3.27 % du module pluviométrique moyen.

### 1.2.3.2 *Température*

Les données disponibles sur les températures mensuelles, sont présentées dans la table (1.1) suivante [1] :

TABLE 1.1 – *Températures mensuelles*

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
<b>Tmax(°c)</b>	16.2	16.4	17.7	19.2	22	25.4	27.9	24.9	27.9	24.3	20.2	17.1
<b>Tmin(°c)</b>	7.2	7.5	8.5	10.1	13.0	16.7	19.4	20.3	18.6	15.1	11.0	8.9
<b>Tmoy(°c)</b>	11.75	11.95	13.10	14.65	17.5	21.05	23.65	22.6	23.25	19.7	15.6	13.0

### 1.2.3.3 *Le vent dominant*

Le vent qui domine cette région est celui de Nord-Est. L'assèchement de l'air de la région de kherrata est dû à l'éloignement de la région de la mer et sa pauvreté en tapis végétal [1].

## 1.2.4 *Situation topographique*

Du point de vu topographique, la région de kherrata se caractérise par [1] :

- un relief accidenté ;
- des chaînes montagneuses occupant la majorité de l'agglomération formant ainsi des pentes fortes ;
- les altitudes varient entre 900 m au point le plus haut et 400 m au point le plus bas.

## 1.2.5 *Situation géologique*

La commune de Kherrata est dominée par [2] :

- des montagnes essentiellement calcaires, dominant un espace argileux marneux en partie recouvert d'alluvions quaternaires et entrecoupées de petits massifs calcaires isolés ;
- les éboulis récents et superficiels forment de longs couloirs instables et semblent réactivés par les séismes superficiels.

## 1.2.6 La situation des ressources en eau

### 1.2.6.1 *Oued Agrioun*

Oued Agrioun prend sa source de l'amont de la commune de Kherrata et traverse les localités de Darguina, Taskeriout, Melbou et Souk El-Tenine pour se jeter à la mer. Cet Oued draine une superficie de 652 km avec un rapport de  $180 \text{ hm}^3/\text{an}$  [3].

### 1.2.6.2 *Le barrage d'Ighil Emda*

Le barrage Ighil Emda de Kherrata a été mis en service en 1953, il est alimenté en eau à partir de quatre confluentés situés en aval de l'ouvrage hydraulique, à savoir les Oueds Atteba, Embarek, Tissemalalt et Oued El Berd. Il est d'une importance capitale pour l'économie de la région et pour le reste du pays d'une manière générale, sa capacité de rétention initiale est de l'ordre de 154 millions de  $m^3$ . Pour l'année en cours, il a observé une rétention de 102 millions de  $m^3$  sur un bassin versant de  $652 \text{ km}^2$  [3].

### 1.2.6.3 *Les eaux souterraines*

Les forages, les sources et les puits constituent l'ensemble des eaux souterraines, totalisant un débit de  $4.436 \text{ Hm}^3/\text{an}$  [3].

#### **A. Les forages**

Le nombre de forages sur le territoire de la Daïra de Kherrata est de 19 [3] :

- 4 forages sont destinés à l'alimentation en eau potable (AEP), mobilisent un volume de  $1100 \text{ m}^3/\text{j}$  ;
- 15 forages sont destinés à l'irrigation des terres de la Daïra, mobilisent un volume d'exploitation en 2012 de  $0.0065 \text{ Hm}^3$  ;
- le débit des forages est de 45 l/s.

#### **B. Les sources**

La Daïra de Kherrata dispose de nombreuses sources, le nombre est de l'ordre de 6696, elles sont destinées essentiellement à l'alimentation en eau potable, et à l'irrigation avec une superficie agricole de 60 ha [3].

### C. Les puits

Assurent l'irrigation des jardins et l'abreuvement du cheptel. En outre, ils contribuent à l'alimentation des agglomérations et des petites localités en milieu rural. Le nombre de puits existant à la Daïra de Kherrata sont contrôlés par les services de l'hydraulique et selon la DRE de la wilaya de Bejaia le nombre est de 1640 [3].

## 1.3 Exploitation des logiciels

### 1.3.1 Google Earth

Google Earth est un logiciel permettant une visualisation de la terre avec un assemblage de photographies aériennes ou satellitaires. Grâce à ce logiciel nous avons pu délimiter la zone d'étude (Figure (1.2)).

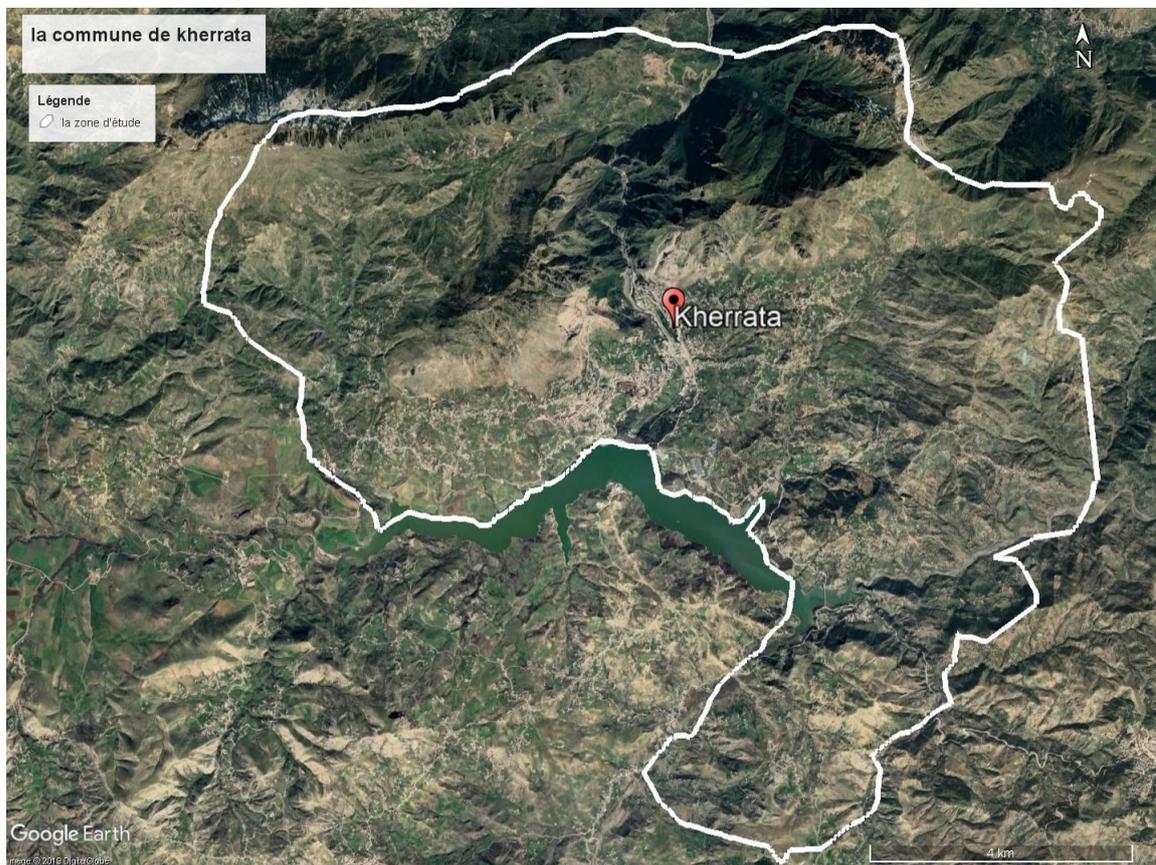


FIGURE 1.2 – Délimitation de la zone d'étude

### 1.3.2 GPS Visualizer

GPS Visualizer est un utilitaire en ligne qui crée des cartes et des profils à partir de données géographiques et peut lire des fichiers de données à partir de nombreuses sources différentes. Dans notre cas, ce logiciel sert de passerelle entre Google earth et ArcGIS dans le but d'obtenir un levé topographique à faible résolution. Le principe consiste à :

- créer un fichier KML sur Google Earth ;
- convertir un fichier KML vers GPX sur GPS Visualizer.

### 1.3.3 ArcGIS

ArcGIS est une suite de logiciels d'information géographique (SIG) permettant de manipuler des données géographiques, de visualiser et d'afficher les images raster (Figures (1.3), (1.4) et (1.5)). Les étapes d'utilisation de ce logiciel sont comme suit :

- importer la délimitation de la zone faite sur Google Earth ;
- la projection (Nord Sahara 1959, UTM Zone 31N).

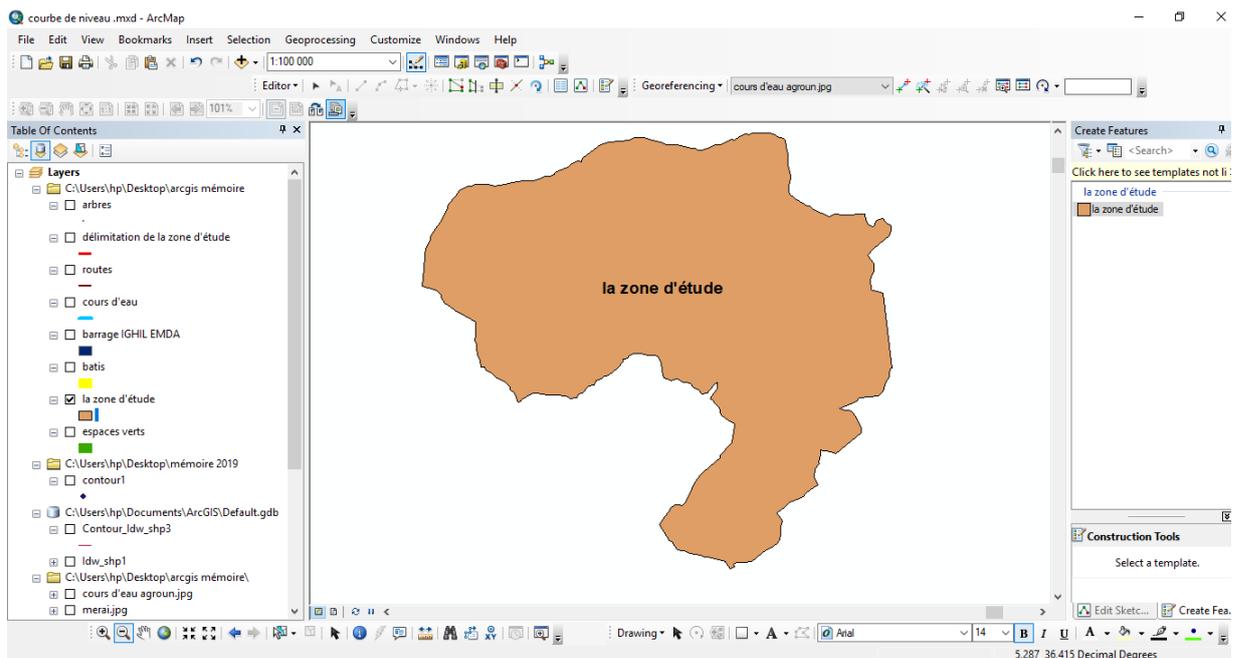


FIGURE 1.3 – Importation de la zone d'étude

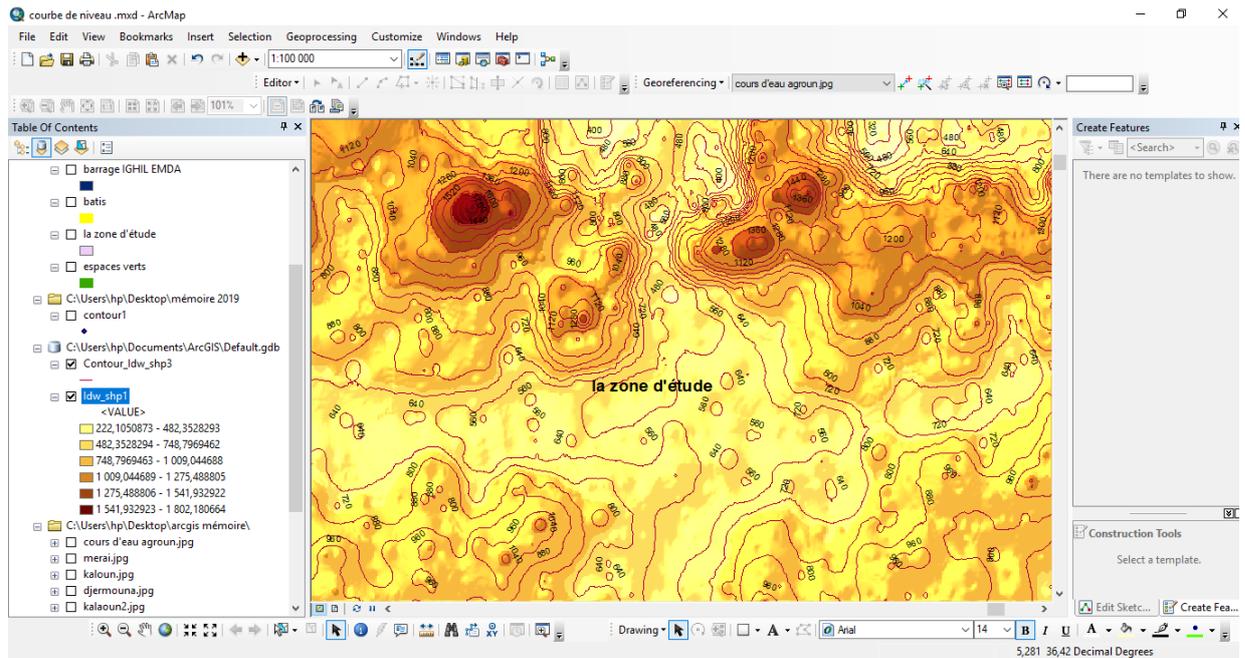


FIGURE 1.4 – Affichage des courbes de niveau

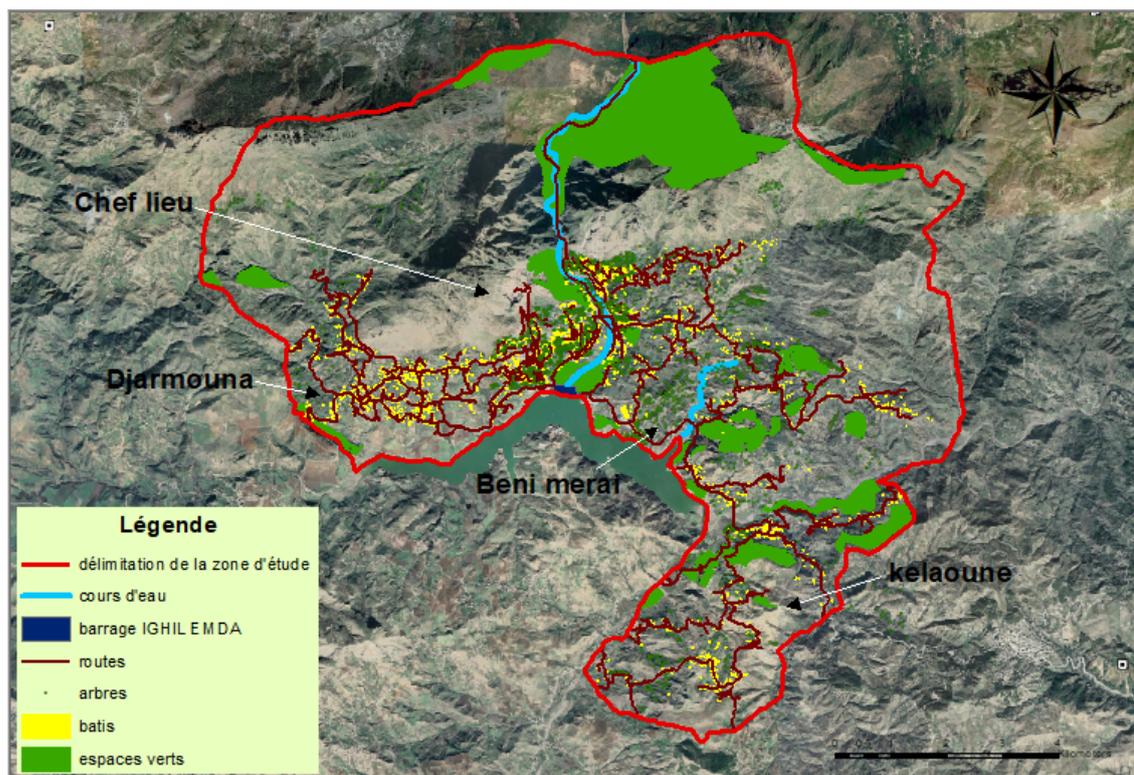


FIGURE 1.5 – Plan de masse de la zone d'étude

## 1.4 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 géométriques 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 (2018) [4] ;
- $T_a$  : taux d'accroissement annuel de la population en % pris égal à 1.2 [4] ;
- $n$  : nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Les horizons de calcul considérés sont :

- **Actuel : 2019 (une durée de 1 année)**

$$P_{2019} = P_{2018}(1 + 0.012)^1 = 20746 \text{ habitants (Exemple Chef-lieu).}$$

- **Long terme : 2050 (une durée de 31 ans)**

$$P_{2050} = P_{2019}(1 + 0.012)^{31} = 30028 \text{ habitants.}$$

La répartition et l'évolution démographique pour l'horizon 2050 sont représentées dans les tables (1.2) et (1.3) ci-dessous :

TABLE 1.2 – Estimation de la population à l'horizon futur (2050)

Villages	Localités	Nombre d'habitants		
		2018	2019	2050
Chef-lieu	Boufalki	5000	5060	7324
	Technicum	2000	2024	2930
	Cité carriere	2500	2530	3662
	Centre ville	8000	8096	11718
	Sidi Abderrahmane	3000	3036	4396
Beni-Merai	Iaafar	311	315	456
	Lemssala	400	405	586
	Bouzrine	1200	1214	1757
	Timrijine	200	202	292
	Sebouka	2500	2530	3662
	Afra	3500	3542	5127
	Tala ouguellil	2500	2530	3662

TABLE 1.3 – Estimation de la population à l’horizon futur (2050) (suite et fin)

Villages	Localités	Nombre d’habitants		
		2018	2019	2050
Beni-Merai	R’houali	300	304	440
	Tighremt	1000	1012	1465
	M’siziara	600	607	879
Kelaoune	Tabia	1100	1113	1611
	Ouled hanoune	412	417	604
	Bouzeroune	450	455	659
	Boussaada	600	607	879
	Merouaha	700	708	1025
Djermouna	Moekef	6000	6072	8789
	Tiaouinine	3000	3036	4394
	Baaziz	2500	2530	3662
	Mahrira	3000	3036	4394
	Boukardjough	257	260	376
	Ahfir	144	146	211
<b>Total</b>		<b>51174</b>	<b>51787</b>	<b>74958</b>

## 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, 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 d’étude se fera sur la base d’une dotation de 200 l/j/hab (Table (1.4)) en tenant compte du développement en cours que connaît la commune [4].

TABLE 1.4 – Norme de dotation domestique

Années	2018	2019	2050
<b>Dotation (l/j/hab)</b>	150	150	200

## 1.5.2 Consommation moyenne journalière

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

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

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

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

Avec :

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

## 1.6 Les différents types de besoins

Les données sur les principaux équipements existants au niveau de la région d'étude ont été recueillies auprès des services d'APC, ADE, Subdivision hydraulique et la subdivision d'agriculture [5].

### 1.6.1 Besoins domestiques

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

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

Les besoins domestiques sont représentés dans la table (1.5) ci-après :

TABLE 1.5 – Besoins domestiques

Villages	Nombre d'habitants		Besoins ( $m^3/j$ )		Besoins (l/s)	
	2019	2050	2019	2050	2019	2050
<b>Chef-lieu</b>	20746	30028	3111.9	6005.6	36.017	69.509
<b>Beni-Merai</b>	12661	18326	1899.15	3665.2	21.981	42.421
<b>Kelaoune</b>	3300	4778	495	955.6	5.729	11.06
<b>Djermouna</b>	15080	21826	2262	4365.2	26.181	50.523
<b>Total</b>	<b>51787</b>	<b>74958</b>	<b>7768.05</b>	<b>14991.6</b>	<b>89.908</b>	<b>173.513</b>

### 1.6.2 Besoins sanitaires

La table (1.6) suivante donne les résultats des besoins sanitaires.

TABLE 1.6 – *Besoins sanitaires*

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (1/j/eff)	Besoins ( $m^3/j$ )	Besoins (1/s)
<b>Chef-lieu</b>	1 Polyclinique	122	40	4.88	0.057
	1 Maternité	24	40	0.96	0.011
	7 Dentistes	21	15	0.315	0.004
	7 Généralistes	12	15	0.18	0.002
	7 Pharmacies	17	15	0.255	0.003
	1 Hôpital	214	50	10.7	0.124
<b>Beni-Merai</b>	2 Salles de soin	10	15	0.15	0.002
<b>Kelaoune</b>	1 Polyclinique	60	15	0.9	0.104
	1 Salle de soin	5	15	0.075	0.001
<b>Djermouna</b>	2 Salles de soin	10	15	0.15	0.002
<b>Total</b>				<b>18.6</b>	<b>0.31</b>

### 1.6.3 Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont répartis dans la table (1.7) suivante :

TABLE 1.7 – *Besoins scolaires*

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (1/j/eff)	Besoins ( $m^3/j$ )	Besoins (1/s)
<b>Chef-lieu</b>	9 Primaires	2394	15	35.91	0.416
	3 CEM	1532	15	22.98	0.266
	3 Lycées	1356	15	20.34	0.235
<b>Beni-Merai</b>	9 Primaires	1440	15	21.6	0.250
<b>Kelaoune</b>	4 Primaires	640	15	9.6	0.111
	1CEM	200	15	3	0.035
<b>Djermouna</b>	9 Primaires	1440	15	21.6	0.250
<b>Total</b>				<b>135.03</b>	<b>1.563</b>

### 1.6.4 Besoins socio-culturels

Les équipements socio-culturels sont nombreux : mosquées, bibliothèques, maison de jeune,...etc. Ils sont répartis comme suit (Table (1.8)) :

TABLE 1.8 – *Besoins socio-culturels*

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (1/j/eff)	Besoins ( $m^3/j$ )	Besoins (1/s)
Chef-lieu	6 Mosquées	6000	20	120	1.389
	Maison de jeune	250	10	2.5	0.028
	Musée	7	20	0.14	0.002
	Bibliothèque	500	10	5	0.058
Beni-Merai	5 Mosquées	2500	20	50	0.579
Kelaoune	4 Mosquées	2000	20	40	0.463
Djermouna	8 Mosquées	4000	20	80	0.926
<b>Total</b>				<b>297.64</b>	<b>3.445</b>

### 1.6.5 Besoins sportifs

La table (1.9) regroupe les équipements sportifs existants à kherrata centre.

TABLE 1.9 – *Besoins sportifs*

Villages	Équipements	Surfaces ( $m^2$ )	Dotation (1/j/ $m^2$ )	Besoins ( $m^3/j$ )	Besoins (1/s)
Chef-lieu	Salle de sport	500	10	5	0.058
	Stade communal	6067	10	60.67	0.702
<b>Total</b>				<b>65.67</b>	<b>0.76</b>

### 1.6.6 Besoins industriels

La table (1.10) donne les résultats des besoins industriels existants juste à kherrata centre.

TABLE 1.10 – *Besoins industriels*

villages	Équipements	Effectifs	Dotation (1/j/eff)	Besoins ( $m^3/j$ )	Besoins (1/s)
Chef-lieu	Abattoir	60	3000	180	2.08

### 1.6.7 Besoins commerciaux

Les besoins en eau sont représentés dans la table (1.11) ci-dessous :

TABLE 1.11 – *Besoins commerciaux*

Villages	Équipements	Nombre d'employer	Dotation (l/j/empl)	Besoins ( $m^3/j$ )	Besoins (l/s)
<b>Chef-lieu</b>	18 Restaurants	72	500	9	0.104
	24 Cafétérias	72	500	12	0.139
	6 Fast-foods	24	500	3	0.035
	8 Pâtisseries	24	500	4	0.046
	Marché	1689 m <sup>2</sup>	10	16.89	0.195
<b>Beni-Merai</b>	2 Cafétérias	6	500	1	0,011
<b>Kelaoune</b>	1 Cafétéria	3	500	0.5	0.006
<b>Djermouna</b>	2 Cafétérias	6	500	1	0.011
<b>Total</b>				<b>47.39</b>	<b>0.547</b>

### 1.6.8 Besoins administratifs

Les tables (1.12) et (1.13) regroupent les équipements administratifs existants à kherrata centre et les trois autres villages :

TABLE 1.12 – *Besoins administratifs*

Villages	Équipements	Nombre d'employer	Dotation (l/j/empl)	Besoins ( $m^3/j$ )	Besoins (l/s)
<b>Chef-lieu</b>	Subdivision d'hydraulique	4	15	0.06	0.0007
	Subdivision d'agricole	4	15	0.06	0.0007
	APC+2 Antennes APC	280	10	2.8	0.032
	Poste 1	17	10	0.17	0.002
	Poste 2	1	10	0.01	0.001
	Daïra	20	10	0.2	0.002
	3 Agences d'assurances	3	10	0.03	0.003
	Banque	20	10	0.2	0.002
	Protection civil	50	10	0.5	0.006
	Siege de police	9	10	0.09	0.009
	Gendarmerie	50	10	0.5	0.006
	Contribution	30	15	0.45	0.005
	Palais de justice	60	10	0.6	0.007
	CNAS	21	10	0.21	0.002
	OPGI	10	10	0.1	0.001

TABLE 1.13 – *Besoins administratifs (suite et fin)*

Villages	Équipements	Nombre d'employer	Dotation (l/j/empl)	Besoins ( $m^3/j$ )	Besoins (l/s)
<b>Beni-Merai</b>	1 Antenne postale	5	10	0.05	0.0006
<b>Kelaoune</b>	1 Antenne postale	4	10	0.04	0.0005
	1 Antenne APC	30	10	0.3	0.0035
<b>Djermouna</b>	1 Antenne postale	5	10	0.05	0.0006
<b>Total</b>				<b>6.42</b>	<b>0.0846</b>

### 1.6.9 Besoins des cheptels

Le nombre de têtes des différents cheptels existants au villages Djermouna, Beni-Merai et Kelaoune sont représentés dans la table (1.14) ci-dessous, ainsi que les calculs des besoins :

TABLE 1.14 – *Besoins des cheptels*

Villages	Cheptels	Nombre de têtes	Dotation (l/j/tête)	Besoins ( $m^3/j$ )	Besoins (l/s)
<b>Beni-Merai</b>	Bovins	498	80	39.84	0.461
	Ovins	3004	20	60.08	0.695
	Aviculture	10000	0.5	5	0.058
	Apiculture	603	5	3.015	0.035
	Caprins	962	10	9.62	0.111
<b>Kelaoune</b>	Bovins	302	80	24.16	0.28
	Ovins	1002	20	20.04	0.232
	Aviculture	117000	0.5	58.5	0.677
	Apiculture	402	5	2.01	0.023
	Caprins	953	10	9.53	0.11
<b>Djermouna</b>	Bovins	409	80	32.72	0.379
	Ovins	1002	20	20.04	0.232
	Aviculture	100000	0.5	50	0.579
	Apiculture	710	5	3.55	0.041
	Caprins	973	10	9.73	0.113
<b>Total</b>				<b>347.835</b>	<b>4.026</b>

## 1.7 Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur

En considérant les besoins actuels domestiques et ceux des équipements existants de chaque village, on peut estimer les différents besoins d'équipements futurs. Ces besoins auront une croissance sur les différents horizons suivant la relation ci-après :

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

Avec :

- $Q_{\text{équi actuel}}$  : besoins d'équipements en 2019 ( $m^3/j$ ) ;
- $Q_{\text{équi futur}}$  : besoins d'équipements en 2050 ( $m^3/j$ ) ;
- $Q_{\text{dom actuel}}$  : besoins domestiques en 2019 ( $m^3/j$ ) ;
- $Q_{\text{dom futur}}$  : besoins domestiques en 2050 ( $m^3/j$ ).

Les résultats sont répartis dans la table (1.15) suivante :

TABLE 1.15 – Estimation des différents besoins pour l'horizon futur (2050)

Villages	Besoins domestiques $Q_{\text{dom}}(m^3/j)$		Besoins d'équipements $Q_{\text{équi}}(m^3/j)$		$Q_{\text{dom}} + Q_{\text{équi}}$ $(m^3/j)$	
	2019	2050	2019	2050	2019	2050
<b>Chef-lieu</b>	3111.9	6005.6	520.7	1004.89	3632.6	7010.49
<b>Beni-Merai</b>	1899.15	3665.2	190.355	367.369	2089.505	4032.569
<b>Kelaoune</b>	495	955.6	168.655	325.589	663.655	1281.189
<b>Djermouna</b>	2262	4365.2	218.84	422.317	2480.84	4787.517
<b>Total</b>	<b>7768.05</b>	<b>14991.6</b>	<b>1098.55</b>	<b>2120.165</b>	<b>8866.6</b>	<b>17111.765</b>

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

Les fuites au niveau du réseau d'adduction et du réseau de distribution sont fonction du type de conduites, la nature du terrain et la qualité d'entretien. Afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on effectue une majoration de 20 % (réseau neuf).

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

Avec :

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

La table (1.16) suivante regroupe les résultats du calcul.

TABLE 1.16 – *La consommation moyenne journalière majorée*

Villages	$Q_{dom} + Q_{equi}(m^3/j)$		$Q_{maj.j}(m^3/j)$	
	2019	2050	2019	2050
<b>Chef-lieu</b>	3632.6	7010.49	4359.12	8412.588
<b>Beni-Merai</b>	2089.505	4032.569	2507.406	4839.083
<b>Kelaoune</b>	663.655	1281.189	796.386	1537.427
<b>Djermouna</b>	2480.84	4787.517	2977.008	5745.02
<b>Total</b>	<b>8866.6</b>	<b>17111.765</b>	<b>10639.92</b>	<b>20534.118</b>

## 1.9 Consommation maximal journalière $Q_{max.j}$

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

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

Avec :

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

D'où :

$$Q_{max.j} = 1.3 \times Q_{maj.j}$$

Les résultats sont représentés dans la table (1.17) suivante :

TABLE 1.17 – *Consommation maximal journalière*

Villages	$Q_{maj.j}(m^3/j)$		$Q_{max.j}(m^3/j)$	
	2019	2050	2019	2050
<b>Chef-lieu</b>	4359.12	8412.588	5666.856	10936.364
<b>Beni-Merai</b>	2507.406	4839.083	3259.628	6290.808
<b>Kelaoune</b>	796.386	1537.427	1035.302	1998.655
<b>Djermouna</b>	2977.008	5745.02	3870.11	7468.527
<b>Total</b>	<b>10639.92</b>	<b>20534.118</b>	<b>13831.896</b>	<b>26694.354</b>

## 1.10 Variation de la consommation horaire

La consommation d'eau journalière varie durant les 24 heures, elle ne suit pas un chemin régulier, on la caractérise par le coefficient d'irrégularité  $K_{max,h}$ , tel que :

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

Avec :

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

D'où :

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

- $\alpha_{max}$  : Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, compris entre 1.2 et 1.3, on prend  $\alpha_{max} = 1.3$ .
- $\beta_{max}$  : coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant représenté dans la table (1.18) ci-après :

TABLE 1.18 – Variation des valeurs de  $\beta_{max}$

Nombre d'habitants $\times (10^3)$	< 1	1.5	2.5	4	6	0	20	30	100	300	>10 <sup>3</sup>
Valeurs de $\beta_{max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

À travers la table (1.18) ci dessus, on détermine les valeurs de  $\beta_{max}$  et du coefficient  $K_{max,h}$ , dans le cadre d'estime les valeurs de  $Q_{moy,h}$  et  $Q_{max,h}$  pour l'horizon actuel (2019) et futur (2050), ces valeurs sont représentées dans les tables (1.19) et (1.20) suivantes :

TABLE 1.19 – Représentation des valeurs de  $\beta_{max}$ ,  $K_{max,h}$ ,  $Q_{moy,h}$  et  $Q_{max,h}$  pour l'horizon actuel

Villages	Nombre d'habitants	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{max,h}$	$Q_{moy,h}$ ( $m^3/h$ )	$Q_{max,h}$ ( $m^3/h$ )
<b>Chef-lieu</b>	20746	1.3	1.2	1.56	236.119	368.346
<b>Beni-Merai</b>	12661	1.3	1.27	1.65	135.818	224.091
<b>Kelaoune</b>	3300	1.3	1.55	2	43.138	86.276
<b>Djermouna</b>	15080	1.3	1.25	1.63	161.255	262.846
<b>Total</b>	<b>51787</b>				<b>576.33</b>	<b>941.559</b>

TABLE 1.20 – Représentation des valeurs de  $\beta_{max}$ ,  $K_{max.h}$ ,  $Q_{moy.h}$  et  $Q_{max.h}$  pour l'horizon futur

Villages	Nombre d'habitants	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{max.h}$	$Q_{moy.h}$ ( $m^3/h$ )	$Q_{max.h}$ ( $m^3/h$ )
<b>Chef-lieu</b>	30028	1.3	1.15	1.5	455.682	683.523
<b>Beni-Merai</b>	18326	1.3	1.22	1.59	262.117	416.766
<b>Kelaoune</b>	4778	1.3	1.46	1.9	83.277	158.226
<b>Djermouna</b>	21826	1.3	1.19	1.55	311.189	482.343
<b>Total</b>	<b>74958</b>				<b>1112.265</b>	<b>1740.868</b>

## 1.11 Conclusion

Dans ce chapitre, Nous avons présenté la commune de kherrata ce qui nous a permis d'avoir une idée sur les différentes caractéristiques de cette zone et ces ressources en eau. Nous avons aussi estimé les besoins en eau potable de ces quatre villages en tenant compte des différentes consommations pour pouvoir dimensionner l'ensemble des ouvrages de stockages et de transport d'eau. Le débit maximum journalier est de  $26694.354 m^3/j$  avec un nombre de population de 74958 habitants.

# Chapitre 2

## Les réservoirs

### 2.1 Introduction

Les réservoirs d'eau sont des ouvrages hydrauliques permettant le stockage de l'eau pour une utilisation ultérieure, assurant ainsi une interface entre la production et la distribution de l'eau potable.

Dans ce chapitre, nous allons aborder le dimensionnement des réservoirs. Ces ouvrages permettent d'assurer :

- une production continue, et ceci quelles que soient les variations instantanées de la demande ;
- une mise en pression des réseaux ;
- une réserve pour satisfaire :
  - les demandes de pointe périodiques (hebdomadaires, saisonnières, . . . etc) ;
  - les besoins en cas d'incendie ;
  - les dysfonctionnements au niveau de la production ou de l'adduction.

### 2.2 Types des réservoirs

On distingue plusieurs types de réservoirs, à savoir [6] :

- d'après la nature des matériaux, on distingue :
  - les réservoirs métalliques ;
  - les réservoirs en maçonnerie ;
  - les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.
- d'après la situation des lieux, ils peuvent être :
  - enterrés ;
  - semi-enterrés ;
  - sur-élevé ou sur tour.
- d'après des considérations esthétiques, ils peuvent être :

- soit affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
- soit s'intégrer au paysage.

## 2.3 Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir

Les principales exigences sont [6] :

- **Résistance** : le réservoir doit dans toutes ses parties équilibrer les efforts auxquels il est soumis ;
- **Étanchéité** : il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume sans fuite ;
- **Durabilité** : le réservoir doit durer dans le temps, c'est-à-dire que le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir.

## 2.4 Les équipements d'un réservoir

Chacun des compartiments d'un réservoir doit être muni d'une conduite d'alimentation, d'une conduite de distribution, d'une conduite de vidange et enfin, d'une conduite de trop-plein (Figure (2.1)). Les dispositions spéciales qui peuvent être prises pour constituer la réserve incendie ne modifient en rien ces principes : ce ne sont que des aménagements de détail.

A noter que les traversés des parois des réservoirs par les diverses canalisations s'effectuent à l'aide des gaines étanches [6].

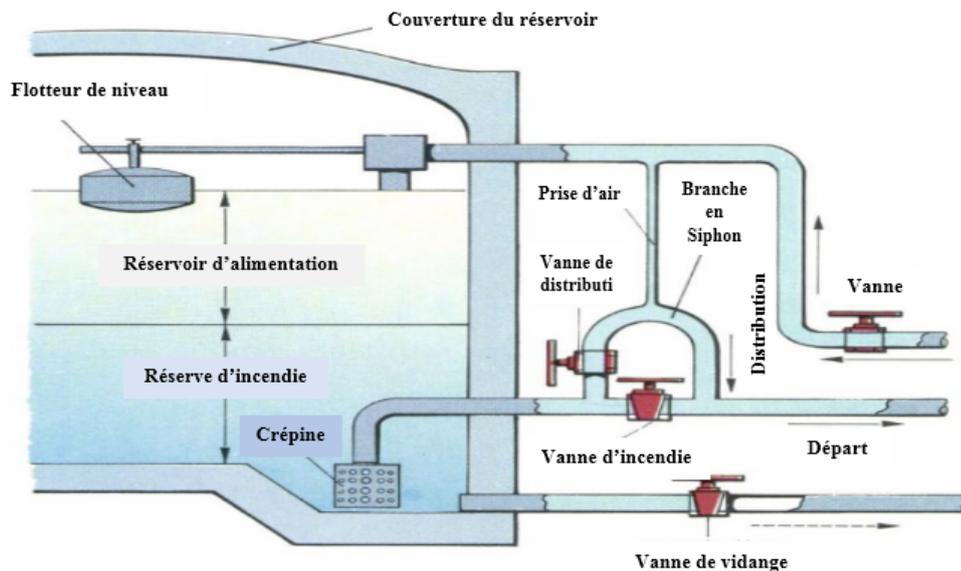


FIGURE 2.1 – Equipements d'un réservoir d'eau potable

## 2.5 Capacité d'un réservoir

Le volume d'eau à stocker peut-être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter. Dans le cas d'un seul réservoir, et en absence d'interconnexion avec d'autres systèmes d'adduction/distribution, le réservoir doit être compartimenté pour assurer la continuité de la distribution en cas de vidange pour nettoyage, réparation, ... etc [6].

## 2.6 Description du schéma synoptique des réservoirs

La commune de Kherrata est alimentée par les eaux du barrage d'Ighil Emda. L'eau de surface en retenue de barrage sera captée par une prise d'eau flottante (SR). La reprise est assurée avec un débit de 100 l/s.

À partir de la station de traitement (ST) l'eau sera acheminée par refoulement vers le réservoir projeté Ighil Alia. celui-ci transfère l'eau gravitairement vers trois destinations : réservoir projeté Merouaha, réservoir Afra et pic Tajnante.

Le réservoir projeté Merouaha par refoulement transfère l'eau vers le réservoir Boussaada et celui de Ouled Hanoune qui assurent la distribution vers le village Kelaoune. Le réservoir Afra refoule aussi vers deux réservoirs Tala ouguellil et Elmssala qui distribuent vers le village Beni-Merai.

À partir du piquage Tajnante l'eau s'écoulera gravitairement vers le réservoir Sidi Abderrahmane et le Pic Technicum, ces deux derniers alimentent par gravité respectivement le réservoir R'houali qui distribue vers Beni-Merai et à partir du second vers les réservoirs d'adduction Technicum et Boufalki assurant à leur tour la distribution vers le Chef-lieu. Le réservoir Boufalki continue le transfert par refoulement vers le réservoir projeté Mehrira qui assure la distribution vers le village Djermouna et l'adduction par gravité vers les deux réservoirs Mahrira et moekef.

Le schéma synoptique des réservoirs est illustré sur la figure (2.4).

### 2.6.1 Description du logiciel Edraw Max

Edraw Max est un logiciel de conception qui permet de créer des diagrammes variés, il propose des outils puissants permettant de réaliser rapidement des graphiques de toutes sortes. Les fonctionnalités d'Edraw sont très complètes. Il possède néanmoins plus de fonctions que les outils de dessin habituellement intégrés dans les suites bureautiques. Ce logiciel nous a permis de dessiner le schéma synoptique des réservoirs.

L'écran de travail se présente sous la forme suivante (figure (2.2)) :

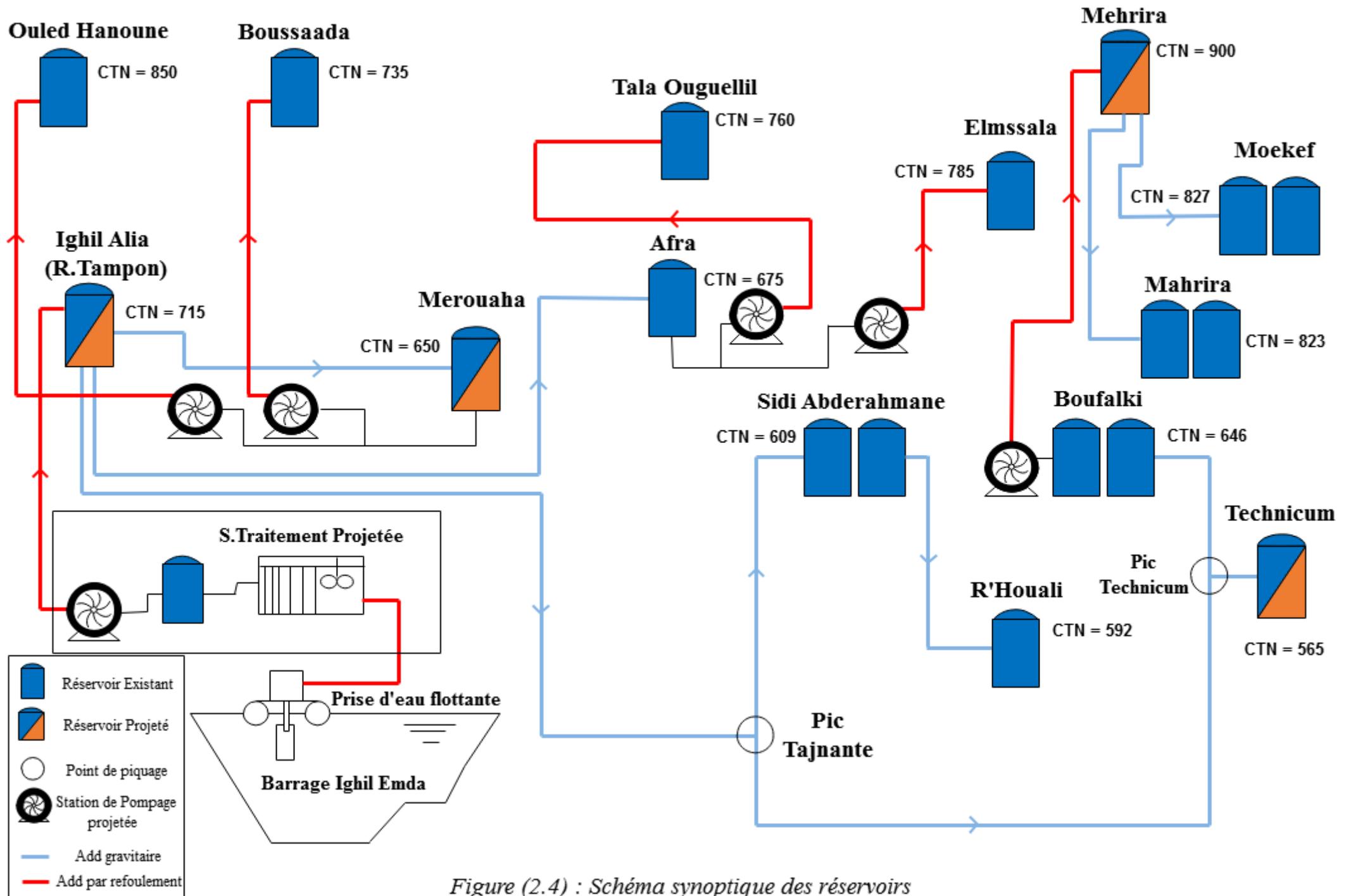


Figure (2.4) : Schéma synoptique des réservoirs

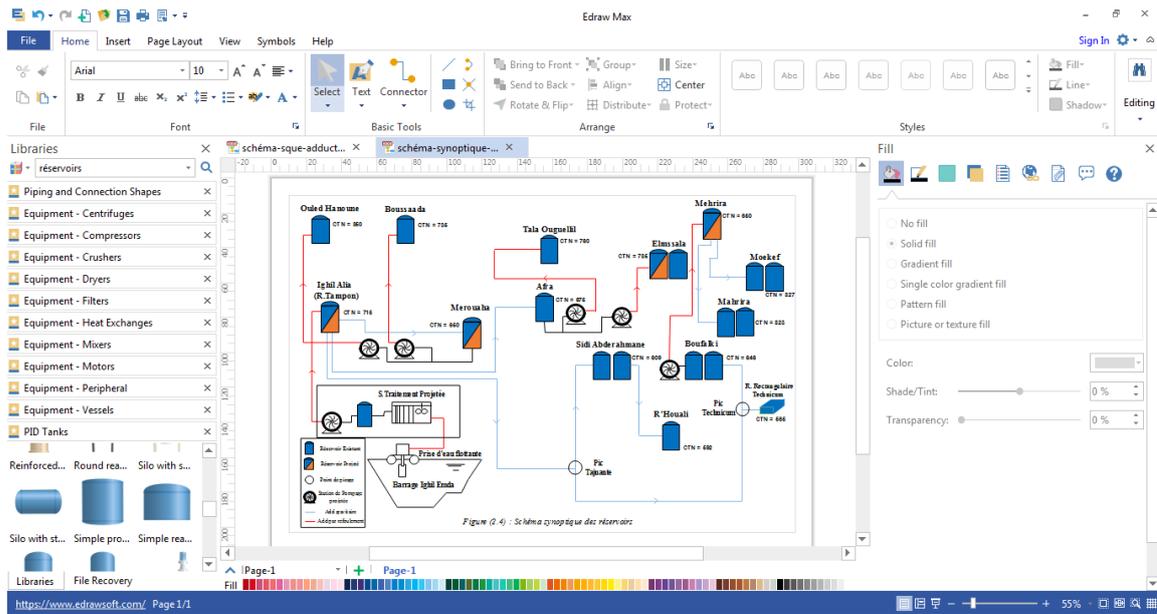


FIGURE 2.2 – L'interface Edraw Max

### 2.6.1.1 Caractéristiques du logiciel

Les caractéristiques principales de ce logiciel sont [7] :

- créer des diagrammes d'aspect professionnel rapidement avec les thèmes et les styles rapides ;
- créer des diagrammes de flux, des organigrammes, des graphiques et diagrammes de réseaux, de conceptions et des illustrations scientifiques ;
- comprenez de riches formes, exemples et modèles de haute qualité ;
- les couleurs, les polices, les formes et les symboles sont disponibles pour chaque objet du diagramme ;
- exporter les graphiques Edraw au Word, Excel, PowerPoint.

## 2.6.2 La prise d'eau flottante

La prise d'eau flottante est le système adapté pour notre projet d'étude. Elle est conçue pour capter l'eau de surface en retenue de barrage dont le niveau est susceptible de subir des variations très importantes [8].

### 2.6.2.1 Principe

La prise d'eau flottante (Figure (2.3)) est composée d'une plate-forme flottante ancrée par le fond. Les groupes électropompes, les divers équipements hydrauliques et électriques, les conduites et la robinetterie sont installés sur cette structure flottante [4].

FIGURE 2.3 – *Prise d'eau flottante*

Le système spécifique « wishbone » permet la maintenance de la plate-forme et assure l'ancrage de la structure en un seul point. Son utilisation sert à vaincre les risques encourus par le système de maintenance traditionnel par quatre câbles + poids, c'est-à-dire le risque de collision situé au bas du barrage et le risque de coup sur une structure flottante [4].

Ce système spécifique est mis en œuvre pour maintenir la structure en tenant compte du fait qu'il n'y a pas de vases au point d'ancrage prévu. Par défaut, nous reviendrons au système d'ancrage après un contrôle réalisé par un plongeur, de la zone où les câbles sont placés à niveau bas. Le refoulement des eaux collectées est dirigé à travers des canalisations flottantes en PEHD, vers les caissons de traitement d'eau situé à proximité immédiate du réservoir (Hauteur d'arrivée du refoulement 555m NGA). Le raccordement des conduites de refoulement est réalisé par électrofusion ou polyfusion (soudure bout à bout) pour certains éléments [4].

Le contrôle des débits est appliqué à l'entrée des caissons de traitement des eaux pour fournir à ces dernières un débit constant quel que soit le niveau de marnage de barrage. Un port est créé dans sa structure pour pouvoir sécuriser mécaniquement le casier de maintenance automatique et faciliter les opérations de manutention.

### 2.6.2.2 *Points forts*

Les principaux points forts sont [8] :

- étude spécifique au projet ;
- très bonne intégration environnementale ;
- coûts d'exploitation et de maintenance réduits ;
- optimisation de la qualité d'eau pompée ;
- solution de pompage économique ;

- délai de mise en service réduit.

### 2.6.2.3 Applications

Les domaines d'applications sont [8] :

- adduction d'eau potable ;
- irrigation ;
- aquaculture ;
- climatisation ;
- transfert d'eau ;
- industries.

## 2.7 Dimensionnement des réservoirs de stockage

Le volume total du réservoir est calculé en tenant compte de la réserve d'incendie en utilisant la formule suivante :

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad (2.1)$$

D'où :

- $V_T$  : volume total du réservoir en ( $m^3$ ) ;
- $V_{inc}$  : volume d'incendie =  $120 m^3$  ;
- $V_{max}$  : volume maximal de stockage pour la consommation en ( $m^3$ ), il est déterminé par la formule ci-après :

$$V_{max} = \frac{Q_{max.j}}{100} \times P\% \quad (2.2)$$

Avec :

- $Q_{max.j}$  : consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ) ;
- $P\%$  : résidu maximal dans le réservoir en (%), déterminé par la relation ci-après :

$$P\% = |R^+max| + |R^-min| \quad (2.3)$$

Avec :

- $|R^+max|$  : résidu maximum positif ;
- $|R^-max|$  : résidu maximum négatif.

La table de distribution du débit journalier (Annexe (1)) nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures.

### 2.7.1 Dimensionnement du réservoir projeté Ighil Alia (Réservoir Tampon)

Le réservoir projeté Ighil Alia est alimenté par refoulement à partir de la prise d'eau flottante en transférant l'eau gravitairement vers trois destinations avec un débit de  $26694.35 \text{ m}^3/j$  pour une population de 74958 habitants.

Les résultats sont représentés dans la table (2.1) ci-après :

TABLE 2.1 – Dimensionnement du réservoir tampon

Heures	Apport (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 - 1	0	4.16		-4.16	-4.16
1 - 2	0	4.16		-4.16	<b>-8.32</b>
2 - 3	5	4.16	0.84		-7.48
3 - 4	5	4.16	0.84		-6.64
4 - 5	5	4.16	0.84		-5.8
5 - 6	5	4.16	0.84		-4.96
6 - 7	5	4.16	0.84		-4.12
7 - 8	5	4.16	0.84		-3.28
8 - 9	5	4.17	0.83		-2.45
9 - 10	5	4.17	0.83		-1.62
10 - 11	5	4.17	0.83		-0.79
11 - 12	5	4.17	0.83		0.04
12 - 13	5	4.17	0.83		0.87
13 - 14	5	4.17	0.83		1.7
14 - 15	5	4.17	0.83		2.53
15 - 16	5	4.17	0.83		3.36
16 - 17	5	4.17	0.83		4.19
17 - 18	5	4.17	0.83		5.02
18 - 19	5	4.17	0.83		5.85
19 - 20	5	4.17	0.83		6.68
20 - 21	5	4.17	0.83		7.51
21 - 22	5	4.17	0.83		<b>8.34</b>
22 - 23	0	4.17		-4.17	4.17
23 - 24	0	4.17		-4.17	0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>16.66</b>	<b>-16.66</b>	

D'après la table (2.1) ci-dessus :

- **Résidu maximal** :  $P_{\max} = |R^{+\max}| + |R^{-\max}| = |8.34| + |8.32|$   **$P_{\max} = 16.66\%$** .

- **Volume total** :  $V_T = V_U + V_{inc} = ((26694.354 \times 16.66)/100) + 120$   **$V_T = 4567.2794 \text{ m}^3$** .

Le volume calculé est de  $4567.2794 \text{ m}^3$ , alors le réservoir projeté Ighil Alia sera d'une capacité de  $5000 \text{ m}^3$ .

### - Diamètre du réservoir

Généralement la hauteur du réservoir est comprise entre 4 m et 5 m, on prend  $H = 4$  m.

$$V_T = S_r \times H_r \Rightarrow D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times V_T}{H \times \pi}\right]} \quad (2.4)$$

Avec :

- $V_T$  : volume total du réservoir ( $m^3$ );
- $S_r$  : surface du réservoir ( $m^2$ );
- $H_r$  : hauteur du réservoir ( $m$ );
- $D_r$  : diamètre du réservoir ( $m$ ).

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 5000}{4 \times \pi}\right]} \quad \Rightarrow \quad D_r = 40 \text{ m}$$

### - Hauteur d'incendie

$$H_{inc} = \sqrt{\left[\frac{4 \times V_{inc}}{D_r^2 \times \pi}\right]} \quad (2.5)$$

Avec :

- $H_{inc}$  : hauteur d'incendie ( $m$ );
- $V_{inc}$  : volume d'incendie ( $m^3$ ).

$$H_{inc} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{(40)^2 \times \pi}\right]} \quad \Rightarrow \quad H_{inc} = 0.309 \text{ m}$$

## 2.7.2 Dimensionnement du réservoir Merouaha

Le réservoir Merouaha assure la distribution vers le village kelaoune durant 24h/24h et l'adduction par refoulement vers les réservoirs Boussaada et Ouled Hanoune avec  $K_{max.h} = 2$  et  $Q_{max.j \text{ total}} = 1998.655$   $m^3/j$ .

Les résultats sont représentés dans la table (2.2) ci-dessous :

TABLE 2.2 – Dimensionnement du réservoir Merouaha

Heures	Apport (%)	Adduction 1 (%)	Adduction 2 (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 - 1	4.16	0.78	2.39	0.17	0.82		0.82
1 - 2	4.16	0.78	2.39	0.17	0.82		1.64
2 - 3	4.16	0.78	2.39	0.24	0.75		2.39
3 - 4	4.16	0.78	2.4	0.24	0.74		3.13
4 - 5	4.16	0.78	2.4	0.71	0.27		<b>3.4</b>
5 - 6	4.16	0.78	2.4	1.3		-0.32	3.08
6 - 7	4.16	0.78	2.4	1.3		-0.32	2.76
7 - 8	4.16	0.78	2.4	1.3		-0.32	2.44
8 - 9	4.17	0.78	2.4	0.83	0.16		2.6
9 - 10	4.17	0.78	2.4	0.83	0.16		2.76
10 - 11	4.17	0.78	2.4	1.42		-0.43	2.33
11 - 12	4.17	0.78	2.4	2		-1.01	1.32
12 - 13	4.17	0.78	2.4	2		-1.01	0.31
13 - 14	4.17	0.78	2.4	1.42		-0.43	-0.12
14 - 15	4.17	0.78	2.4	1.18		-0.19	-0.31
15 - 16	4.17	0.78	2.4	1.18		-0.19	-0.5
16 - 17	4.17	0.79	2.4	0.83	0.15		-0.35
17 - 18	4.17	0.79	2.4	0.83	0.15		-0.2
18 - 19	4.17	0.79	2.4	1.42		-0.44	-0.64
19 - 20	4.17	0.79	2.4	1.42		-0.44	-1.08
20 - 21	4.17	0.79	2.4	1.42		-0.44	<b>-1.52</b>
21 - 22	4.17	0.79	2.4	0.71	0.27		-1.25
22 - 23	4.17	0.79	2.4	0.47	0.51		-0.74
23 - 24	4.17	0.79	2.4	0.24	0.74		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>18.8</b>	<b>57.57</b>	<b>23.63</b>	<b>5.5</b>	<b>-5.5</b>	

D'après la table (2.2) précédente :

- **Résidu maximal** :  $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}| = |3.4| + |1.52|$   **$P_{max} = 4.92\%$** .

- **Volume total** :  $V_T = V_U + V_{inc} = ((1998.655 \times 4.92)/100) + 120$   **$V_T = 218.338 m^3$** .

Le volume calculé est de  $218.338 m^3$ , ainsi le réservoir projeté Merouaha sera d'une capacité de  $300 m^3$ .

- **Diamètre du réservoir**

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 300}{4 \times \pi}\right]} \Rightarrow \mathbf{D_r = 10 m}$$

- **Hauteur d'incendie**

$$H_{inc} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{(10)^2 \times \pi}\right]} \Rightarrow \mathbf{H_{inc} = 1.237 m}$$

### 2.7.3 Dimensionnement du réservoir Technicum

Le piquage Technicum provenant du réservoir Ighil Alia avec un débit de  $18599.4805 \text{ m}^3/\text{j}$  assure le stockage du réservoir Technicum qui distribue vers le Chef-lieu avec  $K_{max.h} = 2$  et  $Q_{max.j total} = 1070.9228 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Les résultats sont représentés dans la table (2.3) ci-dessous :

TABLE 2.3 – Dimensionnement du réservoir Technicum

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 - 1	4.16	0.75	3.41		3.41
1 - 2	4.16	0.75	3.41		6.82
2 - 3	4.16	1	3.16		9.98
3 - 4	4.16	1	3.16		13.14
4 - 5	4.16	3	1.16		<b>14.3</b>
5 - 6	4.16	5.5		-1.34	12.96
6 - 7	4.16	5.5		-1.34	11.62
7 - 8	4.16	5.5		-1.34	10.28
8 - 9	4.17	3.5	0.67		10.95
9 - 10	4.17	3.5	0.67		11.62
10 - 11	4.17	6		-1.83	9.79
11 - 12	4.17	8.5		-4.33	5.46
12 - 13	4.17	8.5		-4.33	1.13
13 - 14	4.17	6		-1.83	-0.7
14 - 15	4.17	5		-0.83	-1.53
15 - 16	4.17	5		-0.83	-2.36
16 - 17	4.17	3.5	0.67		-1.69
17 - 18	4.17	3.5	0.67		-1.02
18 - 19	4.17	6		-1.83	-2.85
19 - 20	4.17	6		-1.83	-4.68
20 - 21	4.17	6		-1.83	<b>-6.51</b>
21 - 22	4.17	3	1.17		-5.34
22 - 23	4.17	2	2.17		3.17
23 - 24	4.17	1	3.17		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	<b>23.49</b>	<b>-23.49</b>	

D'après la table (2.3) ci-dessus :

- **Résidu maximal** :  $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}| = |14.3| + |6.51|$   **$P_{max} = 20.81\%$** .

- **Volume total** :  $V_T = V_U + V_{inc} = ((1070.9228 \times 20.81)/100) + 120$   **$V_T = 342.859 \text{ m}^3$** .

Le volume calculé est de  $342.859 \text{ m}^3$ , par conséquent le réservoir Technicum sera d'une capacité de  $400 \text{ m}^3$ .

**- Diamètre du réservoir**

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 400}{4 \times \pi}\right]} \Rightarrow D_r = 11 \text{ m}$$

**- Hauteur d'incendie**

$$H_{inc} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{(11)^2 \times \pi}\right]} \Rightarrow H_{inc} = 1.124 \text{ m}$$

**2.7.4 Dimensionnement du réservoir Sidi Abderrahmane**

Le piquage Tajnante provenant du réservoir Ighil Alia avec un débit de  $18599.4805 \text{ m}^3/\text{j}$  assure le stockage du réservoir Sidi Abderahmane qui distribue vers le Chef-lieu, ce réservoir fait une adduction gravitaire vers le réservoir R'houali dont  $K_{max.h} = 1.9$  et  $Q_{max.j \text{ total}} = 7383.036 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Les résultats sont représentés dans les tables (2.4) et (2.5) ci-dessous :

TABLE 2.4 – *Dimensionnement du réservoir Sidi Abderrahmane*

Heures	Apport (%)	Adduction (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 - 1	4.16	3.26	0.18	0.72		0.72
1 - 2	4.16	3.26	0.18	0.72		1.44
2 - 3	4.16	3.26	0.18	0.72		2.16
3 - 4	4.16	3.26	0.22	0.68		2.84
4 - 5	4.16	3.26	0.59	0.31		<b>3.15</b>
5 - 6	4.16	3.26	1.02		-0.12	3.03
6 - 7	4.16	3.26	1.16		-0.26	2.77
7 - 8	4.16	3.26	1.27		-0.37	2.4
8 - 9	4.17	3.26	0.98		-0.08	2.32
9 - 10	4.17	3.26	0.91	0		2.32
10 - 11	4.17	3.26	1.2		-0.29	2.03
11 - 12	4.17	3.26	1.63		-0.72	1.31
12 - 13	4.17	3.26	1.72		-0.81	0.5
13 - 14	4.17	3.26	1.38		-0.47	0.03
14 - 15	4.17	3.26	1.13		-0.22	-0.19
15 - 16	4.17	3.26	1.05		-0.14	-0.33
16 - 17	4.17	3.26	0.87	0.04		-0.29
17 - 18	4.17	3.26	0.98		-0.07	-0.36
18 - 19	4.17	3.26	1.35		-0.44	-0.8

TABLE 2.5 – Dimensionnement du réservoir Sidi Abderrahmane (suite et fin)

Heures	Apport (%)	Adduction (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
19 - 20	4.17	3.26	1.24		-0.33	-1.13
20 - 21	4.17	3.26	1.2		-0.29	<b>-1.42</b>
21 - 22	4.17	3.26	0.65	0.26		-1.16
22 - 23	4.17	3.26	0.44	0.47		-0.69
23 - 24	4.17	3.26	0.22	0.69		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>78.25</b>	<b>21.75</b>	<b>4.61</b>	<b>-4.61</b>	

D'après les tables (2.4) et (2.5) ci-dessus :

- **Résidu maximal** :  $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}| = |3.15| + |1.42|$   **$P_{max} = 4.57\%$** .

- **Volume total** :  $V_T = V_U + V_{inc} = ((7383.036 \times 4.57)/100) + 120$   **$V_T = 457.405 m^3$** .

Le volume calculé est de  $457.405 m^3$ , alors le réservoir projeté Sidi Abderrahmane sera d'une capacité de  $450 m^3$ .

- **Diamètre du réservoir**

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 450}{4 \times \pi}\right]} \Rightarrow \mathbf{D_r = 12 m}$$

- **Hauteur d'incendie**

$$H_{inc} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{(12)^2 \times \pi}\right]} \Rightarrow \mathbf{H_{inc} = 1.03 m}$$

### 2.7.5 Dimensionnement du réservoir Afra

Le réservoir Afra assure la distribution vers le village Beni-Merai et l'adduction par refoulement vers réservoir Tala ouguellil et Elmssala dont  $K_{max.h} = 1.87$  et  $Q_{max.j total} = 6096.218 m^3/j$ .

Les résultats sont représentés dans la table (2.6) ci-dessous :

TABLE 2.6 – Dimensionnement du réservoir Afra

Heures	Apport (%)	Adduction 1 (%)	Adduction 2 (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 - 1	4.16	1.81	1.14	0.25	0.96		1.08
1 - 2	4.16	1.81	1.14	0.25	0.96		2.04
2 - 3	4.16	1.81	1.14	0.25	0.96		3
3 - 4	4.16	1.81	1.14	0.29	0.92		3.92
4 - 5	4.16	1.81	1.14	0.78	0.43		<b>4.35</b>
5 - 6	4.16	1.81	1.14	1.37		-0.16	4.19
6 - 7	4.16	1.81	1.14	1.55		-0.34	3.85
7 - 8	4.16	1.81	1.14	1.7		-0.49	3.36
8 - 9	4.17	1.82	1.14	1.31		-0.09	3.27
9 - 10	4.17	1.82	1.14	1.22		-0.39	3.27
10 - 11	4.17	1.82	1.14	1.6		-0.97	1.98
11 - 12	4.17	1.82	1.14	2.18		-1.09	1.91
12 - 13	4.17	1.82	1.14	2.3		-0.64	0.82
13 - 14	4.17	1.82	1.14	1.85		-0.3	0.18
14 - 15	4.17	1.82	1.14	1.51		-0.18	-0.12
15 - 16	4.17	1.82	1.14	1.39	0.05		-0.3
16 - 17	4.17	1.82	1.14	1.16		-0.1	-0.25
17 - 18	4.17	1.82	1.14	1.31		-0.59	-0.35
18 - 19	4.17	1.82	1.14	1.8		-0.44	-0.94
19 - 20	4.17	1.82	1.14	1.65		-0.39	-1.38
20 - 21	4.17	1.82	1.14	1.6			<b>-1.77</b>
21 - 22	4.17	1.82	1.14	0.87	0.34		-1.43
22 - 23	4.17	1.82	1.14	0.58	0.63		-0.8
23 - 24	4.17	1.82	1.14	0.29	0.92		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>43.58</b>	<b>27.36</b>	<b>29.06</b>	<b>5.5</b>	<b>-5.5</b>	

D'après la table (2.6) ci-dessus :

- **Résidu maximal** :  $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}| = |4.35| + |1.77|$   **$P_{max} = 6.12\%$** .

- **Volume total** :  $V_T = V_U + V_{inc} = ((6096.218 \times 6.12)/100) + 120$   **$V_T = 493.088 m^3$** .

Le volume calculé est de  $493.088 m^3$ , par suite le réservoir Afra sera d'une capacité de  $500 m^3$ .

- **Diamètre du réservoir**

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 500}{4 \times \pi}\right]} \Rightarrow \mathbf{D_r = 13 m}$$

- **Hauteur d'incendie**

$$H_{inc} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{(13)^2 \times \pi}\right]} \Rightarrow \mathbf{H_{inc} = 0.951 m}$$

### 2.7.6 Dimensionnement du réservoir Boufalki

Le piquage Technicum provenant du réservoir Ighil Alia avec un débit de  $18404.891 \text{ m}^3/\text{j}$  assure le stockage du réservoir Boufalki qui distribue vers Chef-lieu ( $Q_{max.j} = 2676.995 \text{ m}^3/\text{j}$ ) dont  $K_{max.h} = 1.78$  et  $Q_{max.j \text{ total}} = 10145.522 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Les résultats sont représentés dans la table (2.7) ci-dessous :

TABLE 2.7 – Dimensionnement du réservoir Boufalki

Heures	Apport (%)	Adduction (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 - 1	4.16	3.06	0.24	0.86		0.86
1 - 2	4.16	3.06	0.24	0.86		1.72
2 - 3	4.16	3.06	0.24	0.86		2.58
3 - 4	4.16	3.06	0.26	0.84		3.42
4 - 5	4.16	3.06	0.36	0.74		4.16
5 - 6	4.16	3.06	1.02	0.08		<b>4.24</b>
6 - 7	4.16	3.06	1.37		-0.27	3.97
7 - 8	4.16	3.06	1.64		-0.55	3.42
8 - 9	4.17	3.07	1.45		-0.35	3.07
9 - 10	4.17	3.07	1.54		-0.44	2.63
10 - 11	4.17	3.07	1.32		-0.22	2.41
11 - 12	4.17	3.07	1.71		-0.61	1.8
12 - 13	4.17	3.07	1.98		-0.88	0.92
13 - 14	4.17	3.07	1.77		-0.67	0.25
14 - 15	4.17	3.07	1.41		-0.31	-0.06
15 - 16	4.17	3.07	1.23		-0.13	-0.19
16 - 17	4.17	3.07	1.19		0.09	-0.28
17 - 18	4.17	3.07	1.45		-0.35	-0.63
18 - 19	4.17	3.07	1.66		-0.56	-1.19
19 - 20	4.17	3.07	1.41		-0.31	-1.5
20 - 21	4.17	3.07	1.32		-0.22	<b>-1.72</b>
21 - 22	4.17	3.07	0.79	0.31		-1.41
22 - 23	4.17	3.07	0.53	0.57		-0.84
23 - 24	4.17	3.07	0.26	0.84		0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>73.61</b>	<b>26.39</b>	<b>5.96</b>	<b>-5.96</b>	

D'après la table (2.7) ci-dessus :

- **Résidu maximal** :  $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}| = |1.72| + |4.24|$   **$P_{max} = 5.96\%$** .

- **Volume total** :  $V_T = V_U + V_{inc} = ((10145.522 \times 5.96)/100) + 120$   **$V_T = 724.673 \text{ m}^3$** .

Le volume calculé est de  $724.673 \text{ m}^3$ , de ce fait le réservoir Boufalki sera d'une capacité de  $750 \text{ m}^3$ .

**- Diamètre du réservoir**

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 750}{4 \times \pi}\right]} \Rightarrow D_r = 15 \text{ m}$$

**- Hauteur d'incendie**

$$H_{inc} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{(15)^2 \times \pi}\right]} \Rightarrow H_{inc} = 0.824 \text{ m}$$

**2.7.7 Dimensionnement du réservoir Mehrira**

Le réservoir projeté Mehrira destiné pour le village Djermouna est alimenté par refoulement à partir du réservoir Boufalki et assure l'adduction vers les deux réservoirs Mahrira et Moekef dont  $Q_{max.j \text{ total}} = 7468.265 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Les résultats sont représentés dans les tables (2.8) et (2.9) ci-dessous :

TABLE 2.8 – *Dimensionnement du réservoir Mehrira*

Heures	Apport (%)	Adduction 1 (%)	Adduction 2 (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 - 1	0	1.54	2.61		-4.15	-4.15
1 - 2	0	1.54	2.61		-4.15	<b>-8.3</b>
2 - 3	5	1.55	2.61	0.84		-7.46
3 - 4	5	1.55	2.61	0.84		-6.62
4 - 5	5	1.55	2.61	0.84		-5.78
5 - 6	5	1.55	2.61	0.84		-4.94
6 - 7	5	1.55	2.62	0.83		-4.11
7 - 8	5	1.55	2.62	0.83		-3.28
8 - 9	5	1.55	2.62	0.83		-2.45
9 - 10	5	1.55	2.62	0.83		-1.62
10 - 11	5	1.55	2.62	0.83		-0.79
11 - 12	5	1.55	2.62	0.83		0.04
12 - 13	5	1.55	2.62	0.83		0.87
13 - 14	5	1.55	2.62	0.83		1.7
14 - 15	5	1.55	2.62	0.83		2.53
15 - 16	5	1.55	2.62	0.83		3.36
16 - 17	5	1.55	2.62	0.83		4.19
17 - 18	5	1.55	2.62	0.83		5.02
18 - 19	5	1.55	2.62	0.83		5.85
19 - 20	5	1.55	2.62	0.83		6.68
20 - 21	5	1.55	2.62	0.83		7.51
21 - 22	5	1.55	2.62	0.83		<b>8.34</b>

TABLE 2.9 – Dimensionnement du réservoir Mehrira (suite et fin)

Heures	Apport (%)	Adduction 1 (%)	Adduction 2 (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
22 - 23	0	1.55	2.62		-4.17	4.17
23 - 24	0	1.55	2.62		-4.17	0
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>37.18</b>	<b>62.82</b>	<b>16.64</b>	<b>-16.64</b>	

D'après les tables (2.8) et (2.9) ci-dessus :

- **Résidu maximal** :  $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}| = |8.3| + |8.34|$   **$P_{max} = 16.64\%$** .

- **Volume total** :  $V_T = V_U + V_{inc} = ((7468.526 \times 16.64)/100) + 120$   **$V_T = 1362.763 m^3$** .

Le volume calculé est de  $1362.763 m^3$ , ainsi le réservoir projeté Mehrira sera d'une capacité de  $2000 m^3$ .

- **Diamètre du réservoir**

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 2000}{4 \times \pi}\right]} \Rightarrow \mathbf{D_r = 25 m}$$

- **Hauteur d'incendie**

$$H_{inc} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{(25)^2 \times \pi}\right]} \Rightarrow \mathbf{H_{inc} = 0.49 m}$$

## 2.8 Conclusion

Le dimensionnement des ouvrages de stockage nous a permis d'établir la table (2.10) qui résume la capacité des réservoirs servant à la distribution des quatre villages de la commune de Kherrata, ainsi que les diamètres de chaque réservoir et les hauteurs nécessaires à la réserve d'incendie.

TABLE 2.10 – Représentation des capacités des réservoirs, les diamètres et  $H_{inc}$ 

Réservoirs dimensionnés	Volume ( $m^3$ )	Diamètres ( $m$ )	$H_{inc}(m)$
Réservoir tampon	5000	40	0.309
Merouaha	300	10	1.237
Technicum	400	11	1.124
Sidi Abderrahmane	450	12	1.03
Afra	500	13	0.951
Boufalki	750	15	0.824
Mehrira	2000	25	0.49

Nous passerons au dimensionnement des conduites véhiculant l'eau entre les réservoirs qui est l'objet du prochain chapitre.

# Chapitre 3

## Adduction

### 3.1 Introduction

L'adduction permettant d'amener l'eau depuis sa source de captage à travers un réseau de conduites au réseau de stockage ou de distribution dépend de la nature du terrain et de sa topographie. L'objectif de ce chapitre est de dimensionner le réseau transportant l'eau vers les quatre villages de la zone d'étude.

### 3.2 Description du schéma d'adduction

La conduite d'adduction prend son départ à partir du réservoir Ighil Alia situé à une cote de 715 m, celui-ci transfère l'eau gravitairement vers trois destinations, réservoir projeté Merouaha à une cote de 654 m qui refoule vers les deux réservoirs Boussaada et Ouled Hanoune sur un itinéraire respectivement de 739 m et 854 m. La seconde destination vers le réservoir Afra à une cote de 679 m qui refoule vers les deux réservoirs Tala Oguellil sur un linéaire de 764 m et Elmssala à une cote de 785 m.

À partir d'un piquage dans la conduite d'alimentation en eau potable du couloir Chef-lieu, le piquage Tajnante situé à une cote de 457 m qui assure une adduction gravitaire vers le réservoir Sidi Abderrahmane à une cote de 613 m et vers le piquage Technicum sur un linéaire de 535 m. Ce dernier desservira gravitairement les réservoirs Technicum et Boufalki sur un linéaire de 569 m et 650 m respectivement, ensuite à partir du réservoir Sidi Abderrahmane et par gravité le réservoir R'houali qui est approvisionné sur un linéaire de 594 m.

Le réservoir Boufalki continue le transfert par refoulement vers le réservoir projeté Mehrira à une cote de 904 m qui assure l'adduction par gravité vers le réservoir Mahrira et le réservoir Moekef sur un itinéraire respectivement de 827 m et 831 m.

Le schéma du système d'adduction est illustré dans la figure (3.1)

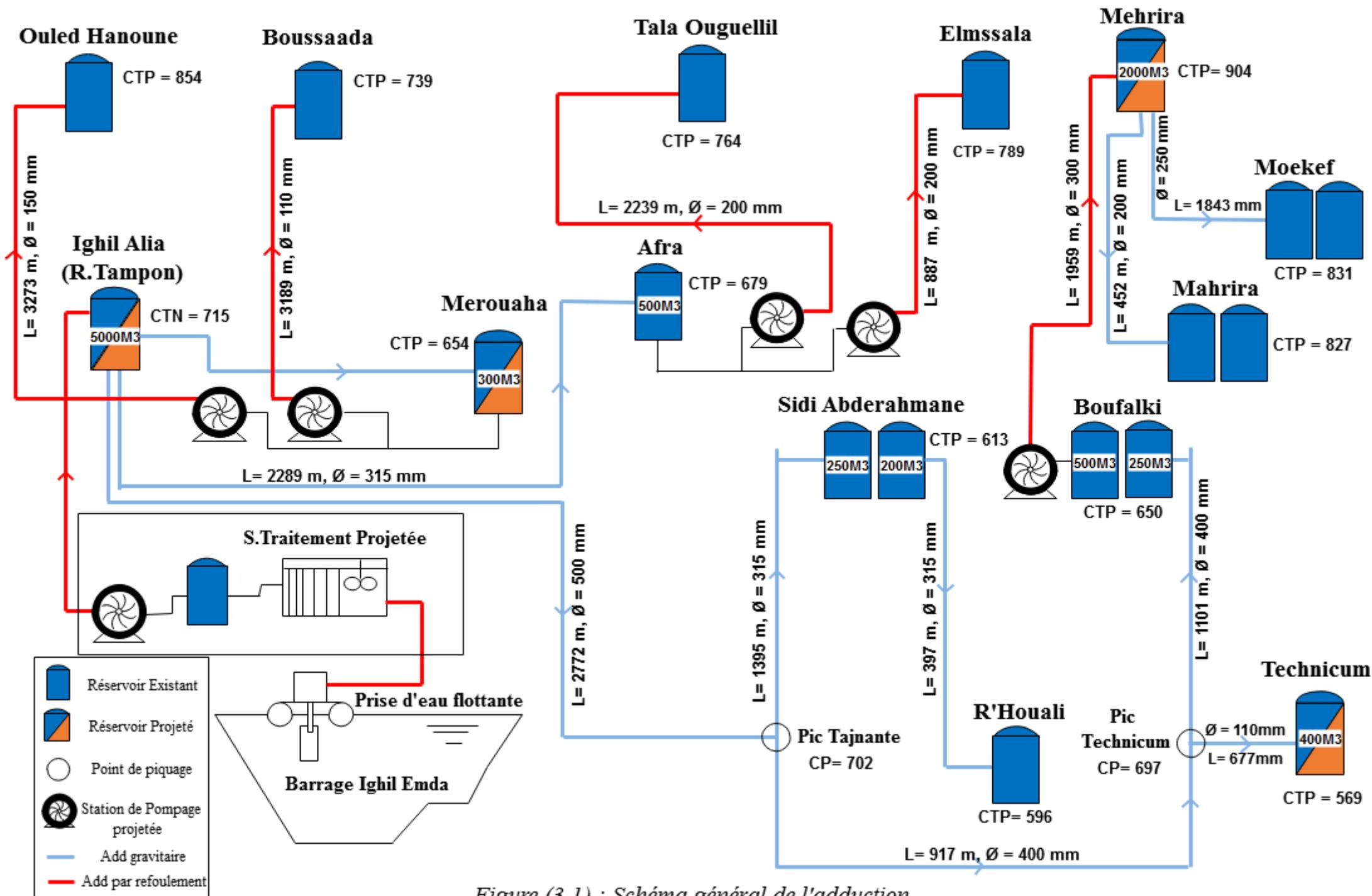


Figure (3.1) : Schéma général de l'adduction

### 3.3 Critères de choix du tracé

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction qui doit [6] :

- respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeur ;
- éviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles ;
- entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement ;
- éviter les contres pontes qui donnent des contonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe , il peut y'avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des aplatissements de canalisation.

### 3.4 Choix de matériaux de la conduite

Le choix du type de matériaux des conduites de transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique [6].

- sur le plan technique :
  - résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
  - adaptation aux terrains de pose, bonne étanchéité ;
  - facilité d'entretien et de mise en service.
- sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
  - du prix de la fourniture et du transport ;
  - de leur disponibilité sur le marché local.

Les types de conduites les plus utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, il y'a :

- Métalliques "Acier, Fonte" ;
- en matière plastique "poly chlorure de vinyle (PVC), polythéène (PE)".

### 3.5 Etude technico-économique des conduites

#### 3.5.1 Calcul du diamètre avantageux pour les conduites en refoulement

La méthode de détermination du diamètre économique à pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculés, pour cela on considère plusieurs diamètres (une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre calculé), et on calcul d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part les frais d'exploitations, de façon à avoir l'optimum économique qui résulte de ces deux types de dépenses.

Pour cela, on dispose de deux corrélations établies par BRESS et BONNIN, qui permettent l'ap-

proximation de ce diamètre économique :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de BONNIN}) \quad (3.1)$$

$$D = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de BRESS}) \quad (3.2)$$

Avec :

-  $Q$  : débit véhiculé dans la conduite ( $m^3/s$ ).

On prendra tous les diamètres compris entre  $D_{BRESS}$  et  $D_{BONNIN}$ , mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 2 m/s.

### 3.5.2 Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se détermine par la relation ci-après :

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

Avec :

-  $D$  : diamètre de la conduite en (m).

### 3.5.3 Calcul des pertes de charge

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge ( $\Delta H$ ) engendrées dans les canalisations, on distingue :

- les pertes de charge linéaires ;
- les pertes de charge singulières.

#### 3.5.3.1 Les pertes de charge linéaires ( $\Delta H_L$ )

En appliquant la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_L = \frac{\lambda \times L \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (3.4)$$

Avec :

- $g$  : accélération de la pesanteur ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ) ;
- $L$  : longueur de la conduite en (m) ;
- $\lambda$  : coefficient de frottement de DARCY (m).

Le coefficient de DARCY caractérise l'écoulement et la nature de la rugosité des canalisations, il se détermine par les formules suivantes :

- **Régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADAZI :

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \times \ln(\frac{K}{D})]^{-2} \quad (3.5)$$

- **Régime transitoire**

Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left( \frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right) \quad (3.6)$$

D'où :

- $K$  : rugosité absolue de la conduite (0.15 mm pour les conduites en fonte ductile et 0.02 mm pour les conduites en PEHD) ;
- $R_e$  : nombre de REYNOLDS donné par la formule ci-après :

$$R_e = \frac{V \times D}{\nu} \quad (3.7)$$

Avec :

- $V$  : vitesse de l'eau (m/s) ;
- $\nu$  : viscosité cinématique de l'eau,  $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à une température de 20 °C.

### 3.5.3.2 Les pertes de charge singulières ( $\Delta H_S$ )

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_S = 0.1 \times \Delta H_L \quad (3.8)$$

Avec :

- $\Delta H_S$  : pertes de charge singulières (m) ;
- $\Delta H_L$  : pertes de charge linéaires (m).

Donc :

$$\sum \Delta H = 1.10 \times \Delta H_L \quad (3.9)$$

### 3.5.4 Calcul de la hauteur manométrique total (Hmt)

La hauteur manométrique totale sera calculée par la relation suivante :

$$Hmt = H_g + \sum \Delta H \quad (3.10)$$

Avec :

- $H_g$  : hauteur géométrique (m).

### 3.5.5 Calcul de la puissance absorbée par la pompe ( $P_a$ )

$$P_a = \frac{\rho \times g \times Hmt \times Q}{\eta} \quad (\text{Watt}) \quad (3.11)$$

Avec :

- $\eta$  : rendement de la station de pompage ( % ), on prend  $\eta = 82$  % .

### 3.5.6 Calcul de l'énergie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la station de pompage tout au long d'une année est le produit de la puissance de pompage par le nombre d'heures de pompage par jour par le nombre du jour d'une année.

$$E = P_a \times t_p \times 365 \quad (3.12)$$

Avec :

- $E$  : énergie consommée par la pompe (Kwh) ;
- $t_p$  : temps de pompage par jour ( $t_p = 20$  h).

### 3.5.7 Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{exp} = E \times e_u \quad (3.13)$$

Avec :

- $e_u$  : prix unitaire du Kwh, d'après la SONALGAZ ce prix est de 4.67 DA.

### 3.5.8 Calcul des frais d'amortissement

Les frais d'amortissements sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (3.14)$$

Avec :

- $F_{am}$  : frais d'amortissement (DA) ;
- $P_u$  : prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;

-  $A$  : l'amortissement annuel, il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^{n_i} - 1} + i \quad (3.15)$$

Avec :

- $i$  : taux d'annuité, 8% en Algérie;
- $n_i$  : nombre d'année d'amortissement ( $n = 31$  ans).

D'où :

$$A = 0.08 / (1 + 0.08)^{31} - 1 + 0.08 = 0.0881 = 8.81\%$$

### 3.5.9 Calcul du bilan $B_L$

Le bilan sera calculé par la formule ci-après :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (DA) \quad (3.16)$$

### 3.5.10 Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires

Pour les conduites gravitaires, ce diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre  $V_{min}$  et  $V_{max}$  :

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{max} \times \pi}} \quad (3.17)$$

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{min} \times \pi}} \quad (3.18)$$

Avec :

- $V_{min}$  : la vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s;
- $V_{max}$  : la vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s;
- $D_{min}$  : le diamètre minimal de la conduite (m);
- $D_{max}$  : le diamètre maximal de la conduite (m).

## 3.6 Dimensionnement de l'adduction par refoulement

### 3.6.1 Tronçon R.Merouaha - R.Boussaada

- Caractéristiques du tronçon

- $Q = 0.0052 \text{ m}^3/s$
- $L = 3189 \text{ ml}$
- $H_g = \text{CTP}(\text{R.Boussaada}) - \text{CR}(\text{R.Merouaha}) = 739 - 650 = 89 \text{ m}$

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

$$- D_{BONNIN} = 0.072 \text{ m}$$

$$- D_{BRESE} = 0.108 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 63, 75, 90, et 110 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

#### - Calcul de la hauteur manométrique total

Les résultats des différents calculs sont représentés dans la table (3.1) suivante :

TABLE 3.1 – Calcul de la Hmt du tronçon R.Merouaha - R.Boussaada

$D_{ext}$ (m)	$D_{int}$ (m)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$V$ (m/s)	$R_e$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)	$H_{mt}$ (m)
0.063	0.0514	0.0052	2.507	128875.5607	3189	0.0191	419.6132	508.6132
0.075	0.0614	0.0052	1.757	107886.0557	3189	0.0193	179.1872	268.1872
0.09	0.0736	0.0052	1.223	90002.7693	3189	0.0196	71.4582	160.4582
0.11	0.09	0.0052	0.818	73602.2647	3189	0.0208	27.7217	116.7217

#### - Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats sont donnés dans la table (3.2) ci-dessous :

TABLE 3.2 – Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (R.Merouaha - R.Boussaada)

$D_{ext}$ (m)	$P_a$ (Kw)	$E$ (Kwh)	$F_{exp}$ DA	Prix ml(DA)	$L$ (m)	$F_{am}$ (DA)
0.063	31.6407	230977.1416	1078663.251	211.4	3189	59397.930
0.075	16.6838	121792.1876	568769.5159	295.2	3189	82943.562
0.9	9.9820	72869.1198	340298.7895	430	3189	120818.875
0.11	7.2612	53006.9945	247542.6645	638	3189	179261.494

#### - Calcul du bilan

Les résultats sont donnés dans la table (3.3) ci-dessous :

TABLE 3.3 – Calcul du bilan (R.Merouaha - R.Boussaada)

$D_{ext}$ (m)	$F_{exp}$ DA	$F_{am}$ ml(DA)	$B_L$ (DA)
0.063	1078663.251	59397.930	1138061.182
0.075	568769.5159	82943.562	651713.0788
0.9	340298.7895	120818.875	461117.665
0.11	247542.6645	179261.494	426804.1589

Le diamètre économique est 110 mm, avec un bilan minimal de 426804.1589 DA et une vitesse de 0.817 m/s.

### 3.6.2 Tronçon R.Merouaha - R.Ouled Hanoune

#### - Caractéristiques du tronçon

-  $Q = 0.0159 \text{ m}^3/s$

-  $L = 3273 \text{ ml}$

-  $H_g = \text{CTP}(\text{R.Ouled Hanoune}) - \text{CR}(\text{R.Merouaha}) = 854 - 650 = 204 \text{ m}$

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

-  $D_{BONNIN} = 0.126 \text{ m}$

-  $D_{BRESS} = 0.189 \text{ m}$

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 125, 150 et 200 mm.

#### - Calcul de la hauteur manométrique totale

les résultats sont représentés dans la table (3.4) suivante :

TABLE 3.4 – Calcul de la Hmt du tronçon R.Merouaha - R.Ouled Hanoune

$D$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/s$ )	$V$ (m/s)	$R_e$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)	$H_{mt}$ (m)
0.125	0.0159	1.2963	162038.2166	3273	0.0222	54.3713	258.3713
0.15	0.0159	0.9002	135031.8471	3273	0.0219	21.7404	225.42
0.2	0.0159	0.0050	10127.3885	3273	0.0333	7.5092	204

#### - Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats sont regroupés dans la table (3.5) ci-dessous :

TABLE 3.5 – Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (R.Merouaha - R.Ouled Hanoune)

$D_{ext}$ (m)	$P_a$ (Kw)	$E$ (Kwh)	$F_{exp}$ DA	Prix ml(DA)	$L$ (m)	$F_{am}$ (DA)
0.125	49.1469	358772.801	1675468.981	3000	3273	865125.423
0.15	42.8791	313017.8225	1461793.231	3300	3273	951637.965
0.2	38.8045	283273.1857	1322885.777	3800	3273	1095825.54

#### - Calcul du bilan

Les résultats sont donnés dans la table (3.6) ci-dessous :

TABLE 3.6 – Calcul du bilan (R.Merouaha - R.Ouled Hanoune)

$D_{ext}$ (m)	$F_{exp}$ DA	$F_{am}$ ml(DA)	$B_L$ (DA)
0.125	1675468.981	865125.423	2540594.404
0.15	1461793.231	951637.965	2413431.197
0.2	1322885.777	1095825.54	2418711.313

Le diamètre économique est de 150 mm, avec un bilan minimal de 2413431.197 DA et une vitesse de 0.9 m/s.

### 3.6.3 Tronçon R.Afra - R.Tala Ouguellil

#### - Caractéristiques du tronçon

-  $Q = 0.0369 \text{ m}^3/s$

-  $L = 2239 \text{ ml}$

-  $H_g = \text{CTP(R.Tala Ouguellil)} - \text{CR(R.Afra)} = 764 - 675 = 89 \text{ m}$

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

-  $D_{BONNIN} = 0.192 \text{ m}$

-  $D_{BRESS} = 0.288 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 160, 200, 250, et 315 mm avec une pression nominal de 16 Bars (PN16).

#### - Calcul de la hauteur manométrique totale

les résultats sont représentés dans la table (3.7) suivante :

TABLE 3.7 – Calcul de la Hmt du tronçon R.Afra - R.Tala Ouguellil

$D_{ext}$ (m)	$D_{int}$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/s$ )	$V$ (m/s)	$R_e$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)	$H_{mt}$ (m)
0.16	0.1308	0.0369	2.7475	359375.913	2239	0.0155	112.5448	201.5448
0.2	0.1636	0.0369	1.7562	287324.9965	2239	0.0157	37.1964	126.1964
0.25	0.2046	0.0369	1.1229	229747.6512	2239	0.0165	12.7763	101.7763
0.315	0.2578	0.0369	0.7072	182336.5765	2239	0.0170	4.1501	93.1501

#### - Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats de calcul sont donnés dans la table (3.8) ci-dessous :

TABLE 3.8 – Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (R.Afra - R.Tala Ouguellil)

$D_{ext}$ (m)	$P_a$ (Kw)	$E$ (Kwh)	$F_{exp}$ DA	$Prix$ ml(DA)	$L$ (m)	$F_{am}$ (DA)
0.16	88.9719	649495.2752	3033142.935	1350	2239	26631748.2
0.2	55.7094	406678.8276	1899190.125	2120	2239	41821708.4
0.25	44.9291	327982.8095	1531679.72	3280	2239	64705284.6
0.315	41.1211	300184.3474	1401860.902	5280	2239	104159726

### - Calcul du bilan

Les résultats de calcul sont donnés dans la table (3.9) ci-dessous :

TABLE 3.9 – Calcul du bilan (R.Afra - R.Tala ouguellil)

$D_{ext}$ (m)	$F_{exp}$ DA	$F_{am}$ ml(DA)	$B_L$ (DA)
0.16	3033142.935	26631748.2	29664891.18
0.2	1899190.125	41821708.4	43720898.48
0.25	1531679.72	64705284.6	66236964.34
0.315	1401860.902	104159726	105561587.4

Le diamètre économique est 200 mm, avec un bilan minimal de 43720898.48 DA et une vitesse de 1.756 m/s.

### 3.6.4 Tronçon R.Afra - R.Elmssala

#### - Caractéristiques du tronçon

-  $Q = 0.0232 \text{ m}^3/\text{s}$

-  $L = 887 \text{ ml}$

-  $H_g = \text{CTP}(\text{R.Elmssala}) - \text{CR}(\text{R.Afra}) = 789 - 675 = 114 \text{ m}$

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

-  $D_{BONNIN} = 0.152 \text{ m}$

-  $D_{BRESS} = 0.228 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 125, 160, 200, et 250 mm avec une pression nominal de 16 Bars (PN16).

#### - Calcul de la hauteur manométrique totale

les résultats sont représentés dans la table (3.10) suivante :

TABLE 3.10 – Calcul de la Hmt du tronçon R.Afra - R.Elmssala

$D_{ext}$ (m)	$D_{int}$ (m)	$Q$ ( $m^3/s$ )	$V$ (m/s)	$Re$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)	$Hmt$ (m)
0.125	0.1022	0.0232	2.8295	289179.4533	887	0.01628	63.4604	177.4604
0.16	0.1308	0.0232	1.7274	225949.0835	887	0.01649	18.7112	132.7112
0.2	0.1636	0.0232	1.1042	180648.7783	887	0.01735	6.4292	120.4292
0.25	0.2046	0.0232	0.7060	144448.3877	887	0.01788	2.1670	116.1670

#### - Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats sont donnés dans la table (3.11) ci-dessous :

TABLE 3.11 – Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (R.Afra - R.Elmssala)

$D_{ext}$ (m)	$P_a$ (Kw)	$E$ (Kwh)	$F_{exp}$ DA	$Prix$ ml(DA)	$L$ (m)	$F_{am}$ (DA)
0.125	49.2543	359556.8802	1679130.631	826	887	64552.859
0.16	36.8341	214565.409	1255713.273	1350	887	105504.067
0.2	33.4252	199649.44	1139501.403	2120	887	165680.461
0.25	32.2423	194677.712	1099172.506	3280	887	256335.808

#### - Calcul du bilan

Les résultats sont donnés dans la table (3.12) ci-dessous :

TABLE 3.12 – Calcul du bilan (R.Afra - R.Elmssala)

$D_{ext}$ (m)	$F_{exp}$ DA	$F_{am}$ ml(DA)	$B_L$ (DA)
0.125	1679130.631	64552.859	1743683.49
0.16	1255713.273	105504.067	1361217.34
0.2	1139501.403	165680.461	1305181.864
0.25	1099172.506	256335.808	1355508.314

Le diamètre économique est de 200 mm, avec un Bilan minimal de 1305181.864 DA et une vitesse de 1.104 m/s.

### 3.6.5 Tronçon R.Boufalki - R.Mehrira

#### - Caractéristiques du tronçon

- $Q = 0.1037 m^3/s$
- $L = 1959 ml$

$$- H_g = \text{CTP}(\text{R.Mehrira}) - \text{CR}(\text{R.Boufalki}) = 904 - 646 = 258 \text{ m}$$

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

$$- D_{\text{BONNIN}} = 0.322 \text{ m}$$

$$- D_{\text{BRESS}} = 0.483 \text{ m}$$

La fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 300, 350, 400, 450 et 500 mm.

### - Calcul de la hauteur manométrique totale

les résultats sont représentés dans le table (3.13) suivante :

TABLE 3.13 – Calcul de la Hmt du tronçon R.Boufalki - R.Mehrira

$D$ (m)	$Q$ ( $m^3/s$ )	$V$ (m/s)	$R_e$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)	$H_{mt}$ (m)
0.3	0.1037	1.4677	440339.7028	1959	0.0177	14.0232	272.0232
0.35	0.1037	1.0783	377434.0309	1959	0.0175	6.3862	264.3862
0.4	0.1037	0.8256	330254.7771	1959	0.0175	3.2936	261.2936
0.45	0.1037	0.6523	293559.8018	1959	0.0175	1.8214	259.8214
0.5	0.1037	0.5284	264203,8217	1959	0.0172	1.0542	259.0542

### - Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats sont donnés dans la table (3.14) ci-dessous :

TABLE 3.14 – Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (R.Boufalki - R.Mehrira)

$D_{ext}$ (m)	$P_a$ (Kw)	$E$ (Kwh)	$F_{exp}$ DA	Prix ml(DA)	$L$ (m)	$F_{am}$ (DA)
0.3	337.4737	2463558.295	11504817.24	6500	1959	1121914.1
0.35	327.9992	2394394.356	11181821.64	8750	1959	1510268.98
0.4	324.1624	2366386.134	11051023.25	11000	1959	1898623.87
0.45	322.3360	2353053.235	10988758.61	153000	1959	2640813.2
0.5	321.3842	2346104.922	10956309.99	19600	1959	3383002.525

### - Calcul du bilan

Les résultats sont donnés dans la table (3.15) ci-dessous :

TABLE 3.15 – Calcul du bilan (R.Boufalki-R.Mehrira)

$D_{ext}$ (m)	$F_{exp}$ DA	$F_{am}$ ml(DA)	$B_L$ (DA)
0.3	11504817.24	1121914.1	12626731.34
0.35	11181821.64	1510268.98	12692090.63
0.4	11051023.25	1898623.87	12949647.11
0.45	10988758.61	2640813.2	13629571.8
0.5	10956309.99	3383002.525	14339312.51

Le diamètre économique est 300 mm, avec un Bilan minimal de 12626731.34 DA et une vitesse de 1.4677 m/s.

## 3.7 Dimensionnement de l'adduction gravitaire

### 3.7.1 Tronçon R.Ighil Alia - R.Merouaha

#### - Caractéristiques du tronçon

-  $Q = 0.023 \text{ m}^3/\text{s}$

-  $L = 1959 \text{ ml}$

-  $H_g = \text{CR}(\text{R.Ighil Alia}) - \text{CTP}(\text{R.Merouaha}) = 715 - 654 = 61 \text{ m}$

En utilisant les formules (3.17) et (3.18), on trouve :

-  $D_{min} = 0.139 \text{ m}$

-  $D_{max} = 0.242 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 125, 160, 200, et 250 mm avec une pression nominal de 16 Bars (PN16).

Les résultats du calcul sont représentés dans la table (3.16) ci-après :

TABLE 3.16 – Calcul des pertes de charge totales du tronçon R.Ighil Alia – R.Merouaha

$D_{int}$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V$ (m/s)	$R_e$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)	$H_g$ (m)
0.1022	0.023	2.804	286541.1891	6020	0.016	415.367	61
0.1308	0.023	1.712	223887.6875	6020	0.017	128.522	61
0.1636	0.023	1.094	179000.6695	6020	0.017	41.985	61
0.2046	0.023	0.691	143130.5451	6020	0.017	13.724	61

D'après la table (3.16) ci-dessus, on optera pour un diamètre de 200 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 41.985 \text{ m}$  et une vitesse de 1.094 m/s.

- Calcul des pertes de charge créées par la vanne

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t \quad (3.19)$$

D'où :

$$\Delta H_v = 61 - 41.985 = 19.015 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g} \quad (3.20)$$

D'où :

$$\xi = \Delta H_v \times (2 \times g) / v^2 = 19.015 \times (2 \times 9.81) / 1.094^2 = 311.7171$$

- Calcul de l'angle de la vanne

Pour  $\xi = 311.717$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta^\circ$  sera de  $63.8^\circ$ .

### 3.7.2 Tronçon R.Ighil Alia - R.Afra

- Caractéristiques du tronçon

-  $Q = 0.071 \text{ m}^3/\text{s}$

-  $L = 2289 \text{ m}$

-  $H_g = \text{CR}(\text{R.Ighil Alia}) - \text{CTP}(\text{R.Afra}) = 715 - 679 = 36 \text{ m}$

En utilisant les formules (3.17) et (3.18), on trouve :

-  $D_{min} = 0.245 \text{ m}$

-  $D_{max} = 0.425 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 200, 250, 315 et 400 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats du calcul sont représentés dans la table (3.17) ci-après :

TABLE 3.17 – Calcul des pertes de charge totales du tronçon R.Ighil Alia - R.Afra

$D_{int}$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V$ (m/s)	$Re$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)	$H_g$ (m)
0.1636	0.071	3.37	552567.2841	2289	0.015	134.23	36
0.2046	0.071	2.16	441837.7697	2289	0.015	43.877	36
0.2578	0.071	1.36	350659.4557	2289	0.015	13.815	36
0.3274	0.071	0.843	276114.8677	2289	0.015	4.182	36

D'après la table (3.17) ci-dessus, on optera pour un diamètre de 315 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 13.815$  m et une vitesse de 1.36 m/s.

- **Calcul des pertes de charge créées par la vanne**

$$\Delta H_v = 36 - 13.815 = 22.185 \text{ m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$**

$$\xi = 22.185 \times (2 \times 9.81) / 1.36^2 = 235.332$$

- **Calcul de l'angle de la vanne**

Pour  $\xi = 235.332$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta^\circ$  sera de  $62^\circ$

### 3.7.3 Tronçon R.Sidi Abderrahmane - R.R'houali

- **Caractéristiques du tronçon**

-  $Q = 0.067 \text{ m}^3/\text{s}$

-  $L = 397 \text{ m}$

-  $H_g = \text{CR}(\text{R.Sidi abderrahmane}) - \text{CTP}(\text{R.R'houali}) = 609 - 596 = 13 \text{ m}$

En utilisant les formules (3.17) et (3.18), on trouve :

-  $D_{min} = 0.238 \text{ m}$

-  $D_{max} = 0.413 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 200, 250, 315 et 400 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans la table (3.18) ci-après :

TABLE 3.18 – *Calcul des pertes de charge totales du tronçon réservoir Sidi Abderrahmane – R'houali*

$D_{int}$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V$ (m/s)	$R_e$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)	$H_g$ (m)
0.1636	0.067	3.187	521436.7329	397	0.015	20.731	13
0.2046	0.067	2.037	416945.501	397	0.015	6.777	13
0.2578	0.067	1.284	330903.9934	397	0.015	2.134	13
0.3274	0.067	0.796	260559.1005	397	0.015	0.646	13

D'après la table (3.18) ci-dessus, on optera pour un diamètre de 315 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 2.134$  m et une vitesse de 1.284 m/s.

- **Calcul des pertes de charge créées par la vanne**

$$\Delta H_v = = 13 - 2.134 = 10.866 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$

$$\xi = 10.866 \times (2 \times 9.81) / 1.284^2 = 129.312$$

- Calcul de l'angle de la vanne

Pour  $\xi = 129.312$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta^\circ$  sera de  $60^\circ$ .

### 3.7.4 Tronçon R.Mehrira - R.Moekef

- Caractéristiques du tronçon

-  $Q = 0.067 \text{ m}^3/\text{s}$

-  $L = 1843 \text{ m}$

-  $H_g = \text{CR}(\text{R.Mehrira}) - \text{CTP}(\text{R.Moekef}) = 900 - 831 = 69 \text{ m}$

En utilisant les formules (3.17) et (3.18), on trouve :

-  $D_{min} = 0.214 \text{ m}$

-  $D_{max} = 0.371 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 200, 250, 315 et 400 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans la table (3.19) ci-dessous :

TABLE 3.19 – Calcul des pertes de charge totales du tronçon réservoir (Mehrira - Moekef)

$D_{int}$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V$ (m/s)	$Re$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)	$H_g$ (m)
0.1636	0.054	2.569	420262.4414	1843	0.015	62.571	69
0.2046	0.054	1.642	336045.6276	1843	0.015	20.436	69
0.2578	0.054	1.034	266698.7409	1843	0.015	6.863	69
0.3274	0.054	0.641	210002.8571	1843	0.015	2.078	69

D'après la table (3.19) ci-dessus, on optera pour un diamètre de 250 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 20.436 \text{ m}$  et une vitesse de  $1.642 \text{ m/s}$ .

- Calcul des pertes de charge créées par la vanne

$$\Delta H_v = 69 - 20.436 = 48.564 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$

$$\xi = 48.564 \times (2 \times 9.81) / 1.642^2 = 353.400$$

- Calcul de l'angle de la vanne

Pour  $\xi = 353.400$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta^\circ$  sera de  $64^\circ$ .

### 3.7.5 Tronçon R.Mehrira - R.Maherira

#### - Caractéristiques du tronçon

$$- Q = 0.032 \text{ m}^3/s$$

$$- L = 452 \text{ m}$$

$$- H_g = \text{CR}(\text{R.Mehrira}) - \text{CTP}(\text{R.Maherira}) = 900 - 827 = 73 \text{ m}$$

En utilisant les formules (3.17) et (3.18), on trouve :

$$- D_{min} = 0.165 \text{ m}$$

$$- D_{max} = 0.285 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 160, 200, 250 et 315 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans la table (3.20) ci-après :

TABLE 3.20 – Calcul des pertes de charge totales du tronçon R.Mehrira - R.Maherira

$D_{int}$ (m)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$V$ (m/s)	$Re$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)	$H_g$ (m)
0.1308	0.032	2.3819	311495.9131	452	0.016	17.581	73
0.1636	0.032	1.522	249044.4097	452	0.016	5.743	73
0.2406	0.032	0.704	169341.9178	452	0.017	0.887	73
0.2578	0.032	0.613	158043.6983	452	0.017	0.628	73

D'après la table (3.20) ci-dessus, on optera pour un diamètre de 200 mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 5.743 \text{ m}$  et une vitesse de 1.522 m/s.

#### - Calcul des pertes de charge créées par la vanne

$$\Delta H_v = 73 - 5.743 = 67.257 \text{ m}$$

#### - Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne $\xi$

$$\xi = 67.257 \times (2 \times 9.81) / 1.522^2 = 569.649$$

#### - Calcul de l'angle de la vanne

Pour  $\xi = 569.649$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta^\circ$  sera de  $68^\circ$

### 3.7.6 Tronçon R.Ighil Alia - Pic Tajnanet

#### - Caractéristiques du tronçon

$$- Q = 0.215 \text{ m}^3/s$$

$$- L = 2772 \text{ m}$$

En utilisant les formules (3.17) et (3.18), on trouve :

- $D_{min} = 0.427 \text{ m}$
- $D_{max} = 0.739 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 400, 500, 630 et 710 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans la table (3.21) suivante :

TABLE 3.21 – Calcul des pertes de charge totales du tronçon réservoir Ighil Alia – Pic Tajnanet

$D_{int}$ (m)	$Q$ ( $m^3/s$ )	$V$ (m/s)	$R_e$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)
0.3274	0.215	2.554	836122.4866	2772	0.013	40.247
0.4092	0.215	1.635	668979.7217	2772	0.013	13.196
0.5156	0.215	1.03	530928.0491	2772	0.014	4.475
0.581	0.215	0.811	471164.3754	2772	0.014	2.463

### 3.7.7 Tronçon Pic Tajnanet - R.Boufalki

#### - Caractéristiques du tronçon

- $Q = 0.13 \text{ m}^3/s$
- $L = 2018 \text{ m}$

En utilisant les formules (3.17) et (3.18), on trouve :

- $D_{min} = 0.332 \text{ m}$
- $D_{max} = 0.575 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 315, 400, 500 et 630 mm avec une pression nominal de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans la table (3.22) suivante :

TABLE 3.22 – Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pic Tajnanet - R.Boufalki

$D_{int}$ (m)	$Q$ ( $m^3/s$ )	$V$ (m/s)	$R_e$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)
0.2578	0.13	2.491	642052.5245	2018	0.014	38.11
0.3274	0.13	1.544	505562.4338	2018	0.014	11.536
0.4092	0.13	0.989	404499.3666	2018	0.014	3.782
0.5156	0.13	0.623	321026.2622	2018	0.015	1.276

Pour que l'eau arrive au réservoir, il faut que :

- $\Delta H_t$  (Ighil Alia - Pic Tajnanet) +  $\Delta H_t$  (Pic Tajnanet - Boufalki) <  $H_g$
- $H_g = CR$  (Ighil Alia) – CTP (Boufalki) = 715 - 650 = 65 m.

D'où :

$$- \Delta H_t (\text{Ighil Alia} - \text{Pic Tajnanet}) + \Delta H_t (\text{Pic Tajnanet} - \text{Boufalki}) = 13.196 + 11.536 = 24.732 \text{ m.}$$

Alors :

- Le diamètre économique du tronçon (Ighil Alia - Pic Tajnanet) correspond à 500 mm avec une vitesse de 1.635 m/s.
- Le diamètre économique du tronçon (Pic Tajnanet - Boufalki) correspond à 400 mm avec une vitesse de 1.544 m/s.

### 3.7.8 Tronçon Pic Tajnanet - R.Sidi Abderrahmane

#### - Caractéristiques du tronçon

- $Q = 0.085 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 1395 \text{ m}$
- $CR$  (R.Ighil Alia) = 715 m,  $\Delta H_t$  (R.Ighil Alia - Pic Tajnanet) = 13.196 m,  $CTP$  (R. Sidi Abderrahmane) = 613 m

En utilisant les formules (3.17) et (3.18), on trouve :

- $D_{min} = 0.268 \text{ m}$
- $D_{max} = 0.465 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 250, 315, 400, et 500 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans la table (3.23) suivante :

TABLE 3.23 – Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pic Tajnanet - R.Sidi Abderrahmane

$D_{int}$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$V$ (m/s)	$R_e$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)
0.2046	0.085	2.585	528960.7102	1395	0.014	35.771
0.2578	0.085	1.628	419803.5737	1395	0.015	12.067
0.3274	0.085	1.01	330560.0528	1395	0.015	3.653
0.4092	0.085	0.646	264480.3551	1395	0.015	1.198

Pour que l'eau arrive au réservoir, il faut que :

- $\Delta H_t$  (Pic Tajnanet - Sidi Abderrahmane) <  $H_g$  (Pic Tajnanet - Sidi Abderrahmane) ;
- $H_g$  (Pic Tajnanet - Sidi Abderrahmane) = CP (Pic Tajnanet) - CTP (Sidi Abderrahmane) ;
- CP (Pic Tajnanet) = CR (Ighil Alia) -  $\Delta H_t$  (Ighil Alia - Pic Tajnanet).

D'où :

- CP (Pic Tajnanet) = 715 - 13.196 = 701.804 m
- $H_g$  (Pic Tajnanet - Sidi Abderrahmane) = 701.804 - 613 = 88.804 m.

Alors :

- le diamètre économique du tronçon (Pic Tajnanet - Sidi Abderrahmane) correspond à 315 mm avec une vitesse de 1.628 m/s.

### 3.7.9 Tronçon Pic Tajnanet - Pic Technicum

#### - Caractéristiques du tronçon

- $Q = 0.130 \text{ m}^3/s$
- $L = 917 \text{ m}$
- $CP$  (Pic Tejn Janet) = 701.804 m

En utilisant les formules (3.17) et (3.18), on trouve :

- $D_{min} = 0.332 \text{ m}$
- $D_{max} = 0.575 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 315, 400, 500 et 630 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans la table (3.24) ci-après :

TABLE 3.24 – Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pic Tajnanet - Pic Technicum

$D_{int}$ (m)	$Q$ ( $\text{m}^3/s$ )	$V$ (m/s)	$Re$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)
0.2578	0.13	2.491	642052.5245	917	0.014	17.317
0.3274	0.13	1.544	505562.4338	917	0.014	5.242
0.4092	0.13	0.989	404499.3666	917	0.014	1.719
0.5156	0.13	0.623	321026.2622	917	0.015	0.580

### 3.7.10 Tronçon Pic Technicum - R.Technicum

#### - Caractéristiques du tronçon

- $Q = 0.0124 \text{ m}^3/s$
- $L = 677 \text{ m}$
- $H_t$  (Ighil Alia - Pic Tajnanet) = 13.196 m
- $CP$  (Technicum) = 569 m
- $CP$  (Tajnanet) = 701.804 m
- $H_t$  (Pic Tajnanet - Pic Technicum) = 5.242

En utilisant les formules (3.17) et (3.18), on trouve :

- $D_{min} = 0.103 \text{ m}$
- $D_{max} = 0.178 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 110, 125, 160 et 200 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Les résultats sont représentés dans la table (3.25) ci-après :

TABLE 3.25 – Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pic Technicum - R.Technicum

$D_{int}$ (m)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$V$ (m/s)	$Re$	$L$ (m)	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)
0.09	0.0124	1.949	175424.1151	677	0.018	28.841
0.1022	0.0124	1.512	154483.0759	677	0.018	15.274
0.1308	0.0124	0.923	120704.6663	677	0.018	4.448
0.163	0.0124	0.59	96504.70877	677	0.019	1.534

Pour que l'eau arrive au réservoir, il faut que :

- $\Delta H_t$  (Pic Technicum - R.Technicum) <  $H_g$  (Pic Technicum - R.Technicum)
- $H_g$  (Pic Technicum - R.Technicum) = CP (Pic Technicum) - CTP (R.Technicum)
- CP (Pic Technicum) = CP (Pic Tejn Janet) -  $\Delta H_t$  (Pic Tejn Janet - Pic Technicum)

D'où :

- CP (Pic Technicum) = 701.804 - 5.242 = 696.562 m
- $H_g$  (Pic Technicum - Technicum) = 696.562 - 569 = 127.562 m

Alors :

- le diamètre économique du tronçon (Pic Technicum - R.Technicum) correspond à 110 mm avec une vitesse de 1.949 m/s
- le diamètre économique du tronçon (Pic Tajn Janet - Pic Technicum) correspond à 400 mm avec une vitesse de 1.544 m/s

### Remarque

Dans notre cas, le problème posé consiste à régler de manière stable le débit des conduites de remplissage des réservoirs. Pour y arriver, on aurait pu utiliser une régulation de débit classique par une vanne de régulation au niveau de chaque point de piquage.

## 3.8 Description d'un régulateur de débit

L'appareil se compose de la vanne de base à l'aval de laquelle est montée une prise de pression différentielle (diaphragme) et d'un circuit pilote. Le pilote mesure la pression différentielle entre l'amont et l'aval du diaphragme [9].

- si le débit augmente, la pression différentielle augmente ce qui tend à faire fermer le pilote et par conséquent la vanne de base ;
- si le débit diminue, la pression différentielle diminue ce qui tend à ouvrir le pilote et par conséquent la vanne de base.

### 3.8.1 Fonctions

Les principales fonctions sont [9] :

- limiter un débit quel que soient les variations de la pression amont et de la pression aval dans les limites d'emploi conseillées ;
- fermer et remettre en régulation par commande manuelle.

### 3.8.2 Applications

Les domaines d'applications sont [9] :

- fourniture d'eau en gros (industrie, adduction, agriculture) ;
- équilibrage des débits vers un réservoir et une station de traitement.

## 3.9 Conclusion

Dans ce chapitre, on a effectué une étude technico-économique afin de pouvoir dimensionner les différentes conduites d'adduction (refoulement et gravitaire). Le choix définitif des diamètres économiques à été fait sur la base de cette étude pour assurer une vitesse et une perte de charge acceptable avec un bilan moins coûteux.

Les diamètres retrouvés sont mentionnés dans la table (3.26) suivante :

TABLE 3.26 – *Les diamètres retrouvés et le matériau opté pour chaque conduite*

<b>Trançons</b>	<b>Diamètres (m)</b>	<b>Matériaux</b>
R.Merouaha - R.Boussaada	110	PEHD
R.Merouaha - R.Ouled Hanoune	150	Fonte
R.Afra - R.Tala Oguellil	200	PEHD
R.Afra - R.Elmssala	200	PEHD
R.Boufalki - R.Mehrira	300	Fonte
R.Ighil Alia - R.Merouaha	200	PEHD
R.Ighil Alia - R.Afra	315	PEHD
R. Sidi Abderrahmane - R.R'houali	315	PEHD
R.Mehrira - R.Moekef	250	PEHD
R.Mehrira - R.Mahrira	200	PEHD
R.Ighil Alia - Pic Tajnanet	500	PEHD
Pic Tajnanet - R.Boufalki	400	PEHD
Pic Tajnanet - R.Sidi Abderrahmane	315	PEHD
Pic Tajnanet - Pic Technicum	400	PEHD
Pic Technicum - R. Technicum	110	PEHD

# Chapitre 4

## Les pompes

### 4.1 Introduction

Après avoir réalisé la partie adduction, nous entamerons la partie étude des pompes, dans laquelle nous spécifions le choix et les caractéristiques hydrauliques de la pompe à l'aide du catalogue numérique CAPRARI. Quel que soit le type de la pompe hydraulique, son rôle principal sert à aspirer le fluide d'un point bas à basse pression et de le refouler vers un point à haute pression afin de transformer l'énergie hydraulique en énergie mécanique.

### 4.2 Choix des pompes

Le choix de type des pompes à installer se fait de façon à [6] :

- assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique de la pompe ;
- assurer le rendement maximum ;
- une vitesse de rotation assez importante ;
- vérifier la conditions de non cavitation.

### 4.3 Les courbes Caractéristiques d'une pompe

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses performances sont [6] :

#### 4.3.1 La courbe hauteur - débit « $H = f(Q)$ »

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

#### 4.3.2 La courbe rendement - débit « $\eta = f(Q)$ »

Elle présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

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

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

## 4.4 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 [6].

### 4.4.1 Première variante : modification du temps de pompage

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

$$T' \times Q = T \times Q_1 \quad (4.1)$$

D'où :

$$T' = T \times Q_1 / Q \quad (4.2)$$

### 4.4.2 Deuxième variante : Régulation par étouffement

La régulation par étouffement ou bien le vannage, consiste à vanner au reflux pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit  $Q'$ . La valeur des pertes de charge s'exprime par la relation suivante [6] :

$$h = H' - H_1 \quad (4.3)$$

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 :

$$P_a = \frac{g \times Q' \times H'}{\eta} \quad (4.4)$$

Avec :

- $\eta$  : rendement de la pompe.

### 4.4.3 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'élevation mais pour la même vitesse de rotation, on aura alors [6] :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} \times \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (4.5)$$

Avec :

-  $m$  : Coefficient de rognage.

- Le pourcentage de rognage ( $r$ ) :

$$r = 1 - m(\%) \quad (4.6)$$

- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (4.7)$$

### 4.4.4 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  $P_1(Q_1, H_1)$  et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point  $P_3(Q_3, H_3)$  [6].

- La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (4.8)$$

- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (4.9)$$

## 4.5 Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène qui apparaît dans la pompe au moment de la rotation lorsqu'en un point de l'écoulement la pression statique descend en dessous de la tension de vapeur du liquide, il s'agit de la création de bulles de gaz dans les zones de pression les plus élevées. Ce phénomène s'accompagne souvent par de bruits violents, vibrations importantes et une érosion des matériaux au niveau de la pompe [6].

C'est pour cela pour éviter la cavitation dans le fonctionnement de la pompe, il faut vérifier la condition suivante :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (4.10)$$

Pour une alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (\Delta H_a + T_v) \quad (4.11)$$

Pour une alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (\Delta H_a + T_v) \quad (4.12)$$

Avec :

- $H_a$  : hauteur d'aspiration en (m) ;
- $\Delta H_a$  : perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- $P_0$  : 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.

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans la table (4.1), dans notre étude on prend  $T = 20^\circ\text{C}$  [10].

TABLE 4.1 – Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

$T^\circ(\text{C})$	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
$T_v(\text{m})$	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

## 4.6 Choix du type des pompes

### 4.6.1 La pompe 1 (R.Merhouaha - R.Boussaada)

- Caractéristiques de la conduite

- $Q = 5.2$  l/s
- $H_g = 89$  m
- $H_{mt} = 116.722$  m

- Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à l'axe horizontal de type (HMU40-2/5E) :

- $Q = 5.2$  l/s
- $H = 117$  m
- $P_a = 8.88$  Kw
- $(NPSH)_r = 1.98$  m
- $N = 2900$  tr/min
- $\eta = 67.1$  %

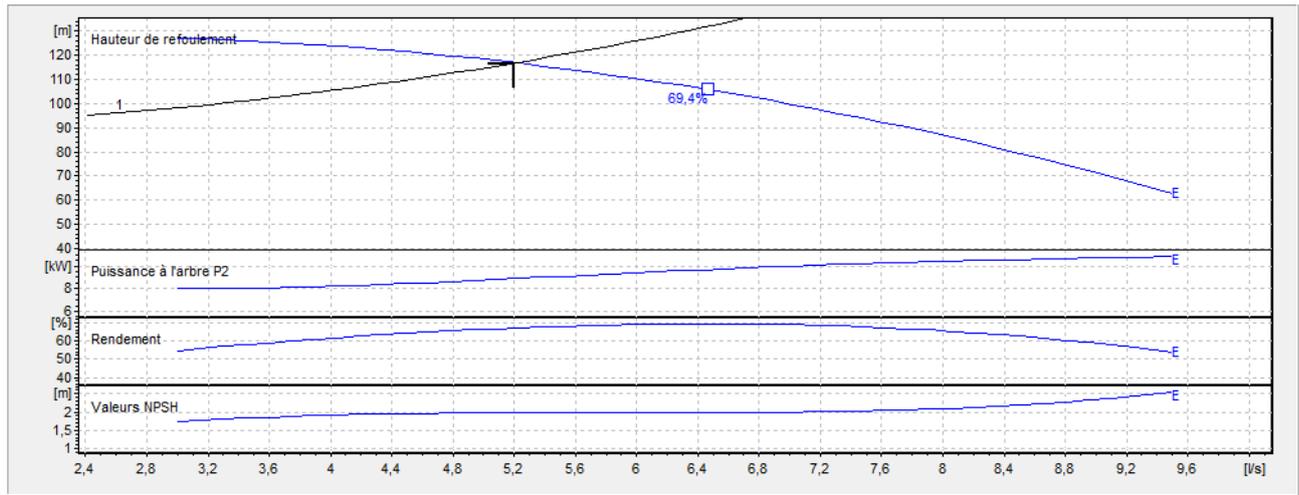


FIGURE 4.1 – Les courbes caractéristiques de la pompe 1

D'après la figure (4.1) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (5.2; 117) correspond avec le point désiré (5.2; 116.722).

#### - Etude de la cavitation

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

$$(NPSH)_r = 1.98 \text{ m}$$

En appliquant la relation (4.11) ci-dessus, on aura :

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

D'où :

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

### 4.6.2 La pompe 2 (R.Merhouaha - R.Ouled Hanoune)

#### - Caractéristiques de la conduite

- $Q = 15.9$  l/s
- $H_g = 204$  m
- $H_{mt} = 225.420$  m

#### - Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à l'axe horizontal de type (PM65/7B) :

- $Q = 16.1$  l/s
- $H = 226$  m
- $P_a = 51.4$  Kw
- $(NPSH)_r = 3.05$  m
- $N = 2900$  tr/min
- $\eta = 69.2$  %

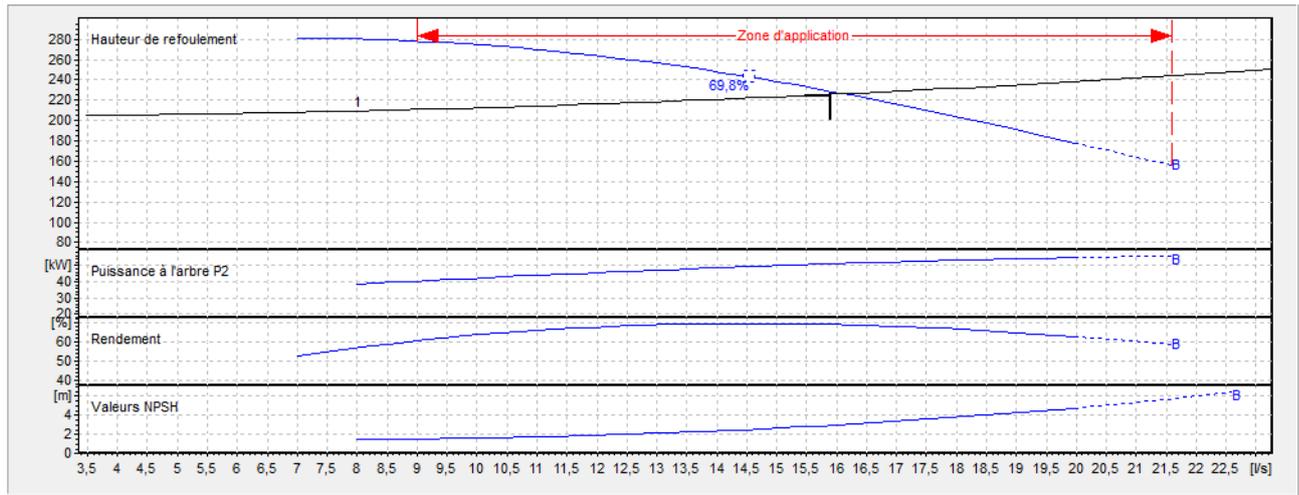


FIGURE 4.2 – Les courbes caractéristiques de la pompe 2

D'après la figure (4.2) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (16.1 ; 226) correspond avec le point désiré (15.9 ; 225.420).

#### - Etude de la cavitation

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

$$(NPSH)_r = 3.05 \text{ m}$$

En appliquant la relation (4.11) ci-dessus, on aura :

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

D'où :

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

### 4.6.3 La pompe 3 (R.Afra - R.Tala Ouguellil)

#### - Caractéristiques de la conduite

- $Q = 36.9$  l/s
- $H_g = 89$  m
- $H_{mt} = 126.196$  m

#### - Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à l'axe horizontal de type (PM100/5A) :

- $Q = 37.1$  l/s
- $H = 127$  m
- $P_a = 61.3$  Kw
- $(NPSH)_r = 1.78$  m
- $N = 1450$  tr/min
- $\eta = 75.3$  %

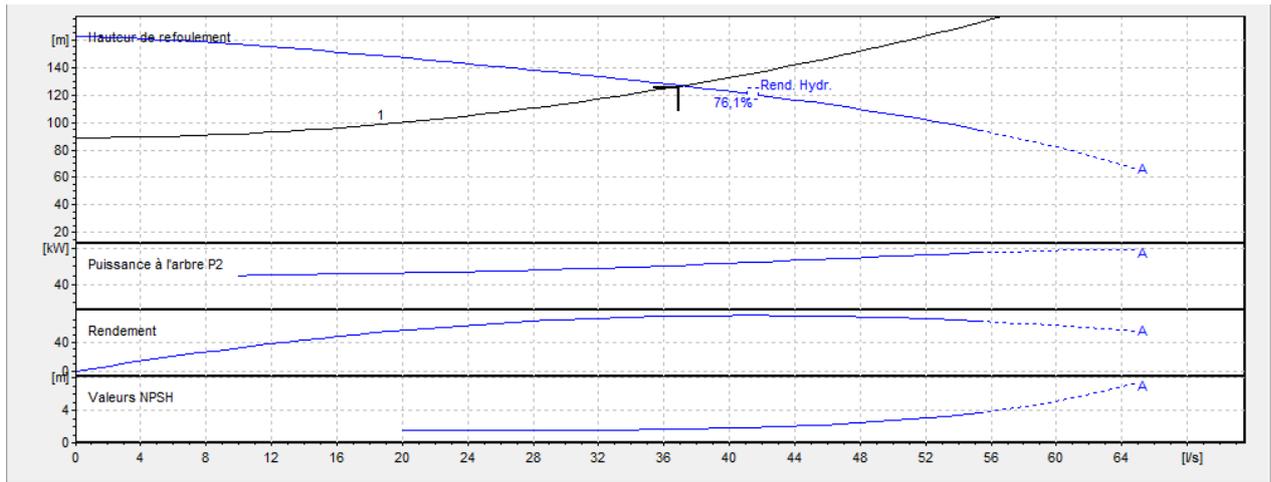


FIGURE 4.3 – Les courbes caractéristiques de la pompe 3

D'après la figure (4.3) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (31.1 ; 116) correspond avec le point désiré (30.7 ; 115.428).

#### - Etude de la cavitation

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

$$(NPSH)_r = 1.78 \text{ m.}$$

En appliquant la relation (4.11) ci-dessus, on aura :

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

D'où :

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

### 4.6.4 La pompe 4 (R.Afra - R.Elmssala)

#### - Caractéristiques de la conduite

- $Q = 23.2$  l/s
- $H_g = 114$  m
- $H_{mt} = 120.429$  m

#### - Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à l'axe horizontal de type (PM100/8B) :

- $Q = 22.6$  l/s
- $H = 120$  m
- $P_a = 41.3$  Kw
- $(NPSH)_r = 1.56$  m
- $N = 1450$  tr/min
- $\eta = 66.1$  %

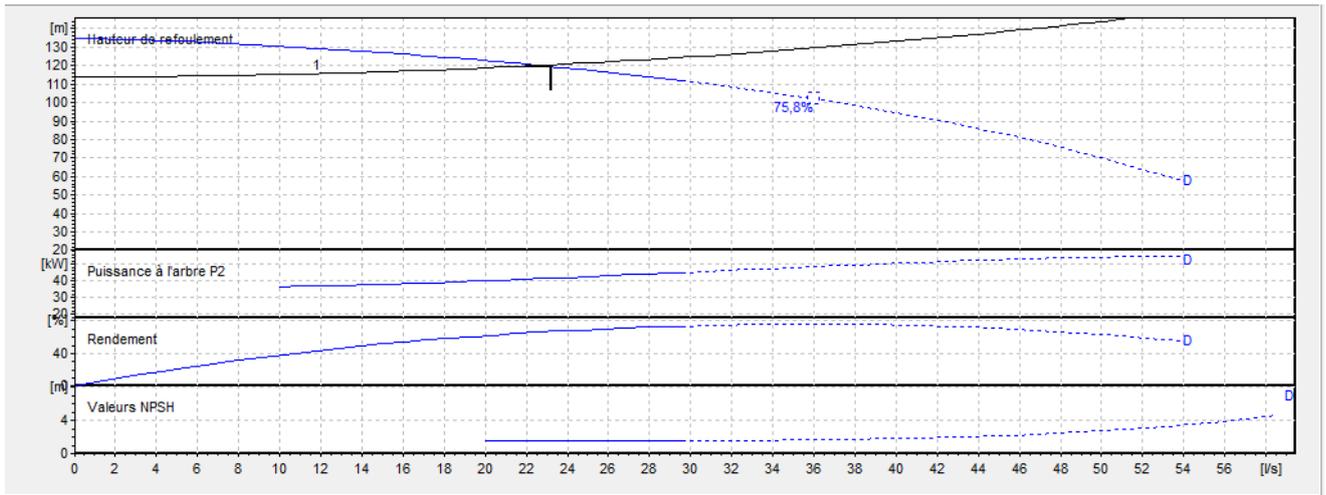


FIGURE 4.4 – Les courbes caractéristiques de la pompe 4

D'après la figure (4.4) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (22.6 ; 120) correspond avec le point désiré (23.2 ; 120.429).

#### - Etude de la cavitation

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

$$(NPSH)_r = 1.56 \text{ m}$$

En appliquant la relation (4.11) ci-dessus, on aura :

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

D'où :

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

### 4.6.5 La pompe 5 (R.Boufalki - R.Mehrira)

#### - Caractéristiques de la conduite

$$- Q = 103.7 \text{ l/s}$$

$$- H_g = 258 \text{ m}$$

$$- H_{mt} = 272.023 \text{ m}$$

#### - Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à l'axe horizontal de type (PM125/4B) :

$$- Q = 104 \text{ l/s}$$

$$- H = 272 \text{ m}$$

$$- P_a = 393 \text{ Kw}$$

$$- (NPSH)_r = 15.7 \text{ m}$$

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

$$- \eta = 69.4 \%$$

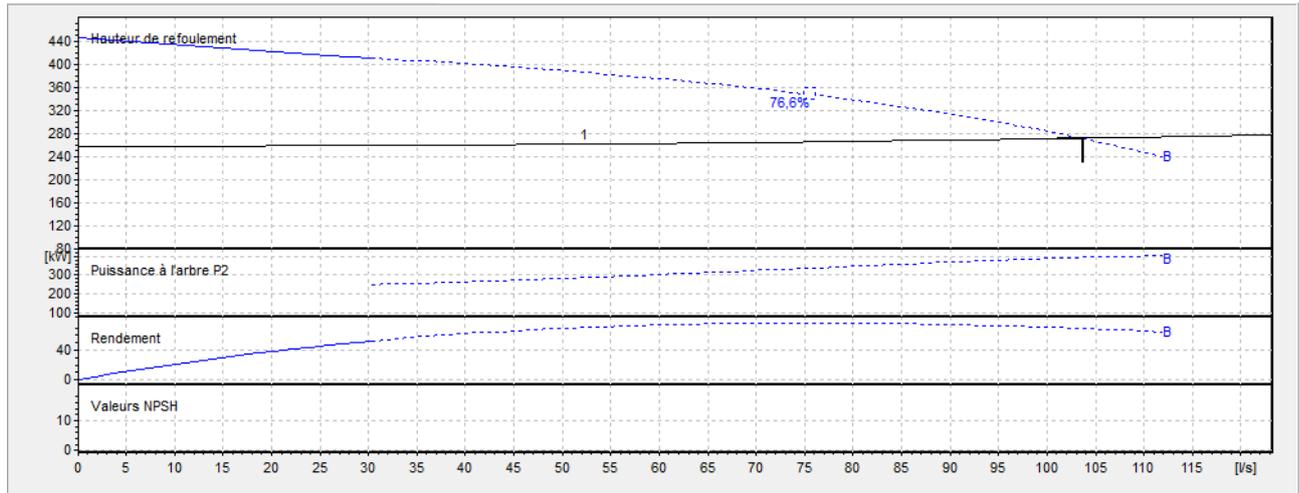


FIGURE 4.5 – Les courbes caractéristiques de la pompe 5

D'après la figure (4.5) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (104 ; 272) correspond avec le point désiré (103.7 ; 272.023).

#### - Etude de la cavitation

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

$$(NPSH)_r = 15.7 \text{ m}$$

En appliquant la relation (4.11) ci-dessus, on aura :

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

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

## 4.7 conclusion

Durant ce chapitre, et à l'aide du catalogue numérique CAPRARI, nous avons choisi des pompes multicellulaires à l'axe horizontal pour un rendement maximal. Pour assurer un bon fonctionnement, nous avons apporté des modifications à la cinquième pompe qui refoule du réservoir Bouflki vers le réservoir Mehrira . Enfin, nous avons vérifié la condition de la non cavitation pour chaque pompe.

# Chapitre 5

## Coup de bélier

### 5.1 Introduction

Dans ce présent chapitre nous allons analyser le phénomène du coup de bélier qui résulte d'un écoulement non permanent apparaissant dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci, entraînant ainsi des contraintes au matériel.

Pour cela, il est très important d'étudier des moyens propres pour limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, notamment pour résister à une pression intérieure donnée.

#### 5.1.1 Causes principales du phénomène de coup de bélier

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont [11] :

- 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 d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

#### 5.1.2 Moyens de protection contre le coup de bélier

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables.

Toutefois, en présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

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

Les dispositifs les plus utilisés sont [11] :

- les volants d'inertie ;
- les soupapes de décharge ;
- les ventouses ;
- clapet by-pass ;
- les réservoirs d'air ;
- les cheminées d'équilibre ;
- vanne de fermeture lente.

## 5.2 Etude du coup de bélier

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

### 5.2.1 Valeurs numériques du coup de bélier

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{K \times D_{int}}{e}}} \quad (5.1)$$

Avec :

- $a$  : la 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 et 0.6 pour la Fonte) ;
- $e$  : épaisseur 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 :

$$T_f < \frac{2 \times L}{a} \quad (5.2)$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (5.3)$$

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<sup>2</sup>).

- La valeur maximale de la pression - surpression

$$H_s = H_0 + B \quad (5.4)$$

- La valeur minimale de la pression - depression

$$H_d = H_0 - B \quad (5.5)$$

Avec :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (5.6)$$

D'où :

- $H_0$  : la pression absolue de la conduite;
- $H_g$  : la hauteur géométrique de refoulement;
- $10$  : la pression atmosphérique.

• Cas d'une fermeture lente

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

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad (5.7)$$

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

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f} \quad (5.8)$$

Avec :

- $L$  : la longueur de la conduite (m);
- $T_f$  : le 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 considérera le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la fermeture brusque.

## 5.2.2 Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons du refoulement

### A - Caractéristiques des tronçons

Les caractéristiques des différents tronçons sont données dans la table (5.1) ci-après :

TABLE 5.1 – *Caractéristiques des tronçons (refoulement)*

Tronçon	$D_{ext}$ (mm)	$e$ (mm)	$V$ (m/s)	$L$ (m)
R.Merouaha - R.Boussaada	110	10	0.817	3189
R.Merouaha - R.Ouled hanoune	150	5	0.9	3273
R.Afra - R.Tala Ouguellil	200	18.2	1.756	2239
R.Afra - R.Elmssala	200	18.2	1.104	887
R.Boufalki - R.Mehrira	300	6.2	1.467	1959

Les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans la table (5.2) ci-après :

TABLE 5.2 – *Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (refoulement)*

Tronçon	$H_g$ (m)	$H_0$ (m)	$a$ (m/s)	$B$ (m)	$H_s$ (m)	$H_d$ (m)	PNS (bar)	matériaux
R.Merouaha - R.Boussaada	89	99	351.05	29.236	128.236	69.764	16	PEHD
R.Merouaha - R.Ouled hanoune	204	214	1227	112.569	326.569	101.431	40	Fonte
R.Afra - R.Tala Ouguellil	89	99	351.252	62.874	161.874	36.125	16	PEHD
R.Afra - R.Elmssala	114	124	351.252	39.529	163.529	84.470	16	PEHD
R.Boufalki - R.Mehrira	258	268	1134.621	169.673	437.673	98.327	40	Fonte

### B - Interprétation des résultats

D'après la table (5.2) ci-dessus, on remarque le long de la chaîne de refoulement que les dépressions ont des valeurs acceptables et ne présentent aucun risque pour les conduites. De même pour les valeurs des surpressions, elles ne dépassent pas la pression nominale (PN16 et PN40).

- **Remarque :**

La conduite admet généralement un coefficient de sécurité allant de 10 à 20 % et parfois même 30 % pour certains types de conduites comme la fonte.

Si on prend un coefficient de sécurité de 10 % (une valeur minimale), par conséquent les conduites PN40 peut supporter une pression de :  $40 + 0.1 \times 40 = 44$  bars équivalent à 440 m. De ce fait le tronçon R.Boufalki - R.Mehrira est protégé car la surpression est de 409 m < 440 m.

### 5.2.3 Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons gravitaires

#### A - Caractéristiques des tronçons

Les caractéristiques des différents tronçons sont données dans la table (5.3) ci-après :

TABLE 5.3 – *Caractéristiques des tronçons (gravitaires)*

Tronçon	$D_{ext}$ (mm)	$e$ (mm)	$V$ (m/s)	$L$ (m)
R.Ighil Alia - R.Merouaha	200	18.2	1.094	6020
R.Ighil Alia - R.Afra	315	28.6	1.36	2289
R.Sidi Abderrahmane - R.R'houali	315	28.6	1.2841	397
R.Mehrira - R.Moekef	250	22.7	1.642	1843
R.Mehrira - R.Mahrira	200	18.2	1.522	452

Les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans la table (5.4) ci-après :

TABLE 5.4 – *Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (gravitaire)*

Tronçon	$H_g$ (m)	$H_0$ (m)	$a$ (m/s)	$B$ (m)	$H_s$ (m)	$H_d$ (m)	PNS (bar)	matériaux
R.Ighil Alia - R.Merouaha	61	71	351.252	39.171	110.171	31.829	16	PEHD
R.Ighil Alia - R.Afra	36	46	350.794	48.632	94.632	-2.632	16	PEHD
R.Sidi Abderrahmane - R.R'houali	13	23	350.794	45.941	68.941	-22.941	16	PEHD
R.Mehrira - R.Moekef	69	79	350.808	58.718	137.718	20.281	16	PEHD
R.Mehrira - R.Mahrira	73	83	351.252	54.496	137.495	28.504	16	PEHD

#### B - Interprétation des résultats

D'après la table (5.4) ci-dessus, on remarque que le long de la chaîne gravitaire, les surpressions ont des valeurs acceptables. Les valeurs de la dépression sont négatives pour les deux tronçons (R.Ighil Alia - R.Afra) et (R.Sidi Abderrahmane - R.R'houali), donc on optera pour une vanne à fermeture lente comme moyen de protection et on fait varier le temps de fermeture de celle-ci.

Supposant que la fermeture de la vanne est linéaire, la valeur du coup de bélier est calculée par la formule de MICHAUD (5.8).

Le temps de fermeture de la vanne dans les deux tronçons est donné dans la table (5.5) ci-après :

TABLE 5.5 – Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (gravitaire)

Tronçon	$H_g$ (m)	$H_0$ (m)	$a$ (m/s)	$B$ (m)	$H_s$ (m)	$H_d$ (m)	$T_f$ (s)	PNS (bar)
R.Ighil Alia - R.Afra	36	46	350.794	39.667	85.667	6.333	16	16
R.Sidi Abderrahmane - R.R'houali	13	23	350.794	17.321	40.321	5.680	6	16

Les valeurs du coup de bélier seront vérifiées en dépression, si le temps de fermeture de la vanne se fait en :

- 16 secondes pour le tronçon (R.Ighil Alia - R.Afra) ;
- 6 secondes pour le tronçon (R.Sidi Abderrahmane - R.R'houali).

### 5.3 Tracé des profils en long par logiciel COVADIS

Ce logiciel, très développé, fonctionne sous windows comme applicatif d'AUTOCAD, il nous a permis de tracer les profils en long des deux tronçons (R.Mehrira - R.Mahrira) et (R.Mehrira - R.Moekef).

#### - Interface du logiciel

l'écran de travail se présente sous la forme suivante (figure (5.1)) :

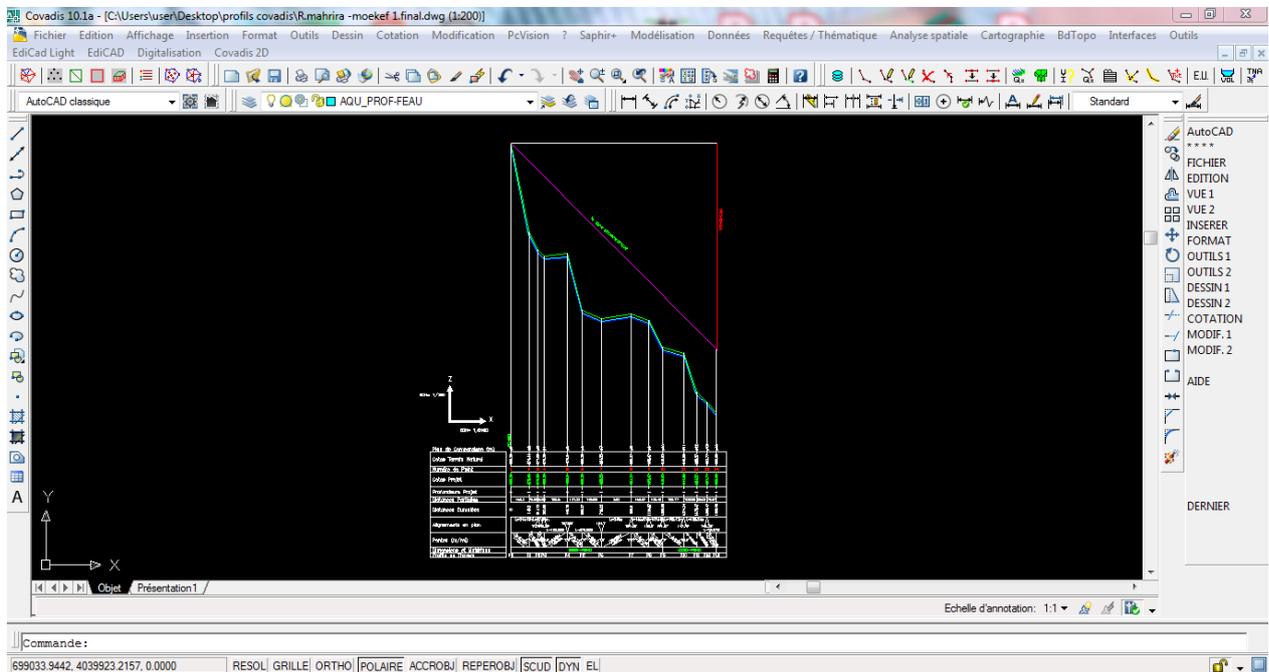


FIGURE 5.1 – Interface du logiciel COVADIS 10.1 (2008)

Les tracés des profils en long sont représentés ci-après.

## 5.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés au phénomène du coup de bélier, ou les valeurs des dépressions et des surpressions pour les conduites en refoulement sont très acceptables et ne dépassent pas les pressions nominales, par conséquent, elles ne nécessitent pas une protection anti-bélier.

Pour protéger les conduites gravitaires contre ce phénomène nous avons opté pour des vannes à fermeture lente (tronçons R.Ighil Alia - R.Afra) et (R.Sidi Abderrahmane - R.R'houali).

# Chapitre 6

## Distribution

### 6.1 Introduction

Un réseau de distribution est constitué par une série de conduites desservant les différents consommateurs, l'écoulement de l'eau dans ces conduites se fait le plus souvent par gravité. Le système doit assurer la fonction ' Transport ' du point d'eau mobilisée jusqu'aux points de distribution.

### 6.2 Classification des réseaux de distribution

L'ossature du réseau dépend de la configuration de l'agglomération. On distingue trois types de réseaux de distribution [6] :

#### 6.2.1 Réseau ramifié

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture ; un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés à l'aval.

#### 6.2.2 Réseau maillé

Il permet, au contraire, une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accédant et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval.

#### 6.2.3 Réseau étagé

Conseiller dans le cas d'agglomération présentant des différences de niveaux importantes, il évite les problèmes énormes posés par les fortes pressions pour assurer une pression de service acceptable ; par contre la maintenance des équipements de sectionnement est fréquente.

### 6.3 Choix du type des matériaux

Dans notre étude nous avons opté pour les conduites en PEHD, on doit tenir compte les paramètres suivants :

- 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.

### 6.4 Description du réseau de distribution

Dans notre cas, on choisit de faire la distribution pour une zone rurale (bas du village Beni - Merai) avec un débit maximum journalier de  $249.6 \text{ m}^3/j$ , cette distribution se fait par le réservoir Afra dont la cote radier est 675 m avec une capacité de  $500 \text{ m}^3$ . L'ossature du réseau sera ramifiée d'un linéaire de 2155.524 m.

Le tracé du réseau sur autocad est illustré ci-après.

### 6.5 Calcul hydraulique du réseau de distribution

Le système de distribution avec un réservoir de tête 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.

#### 6.5.1 Débit de pointe

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

$$Q_p = Q_{max.j} \times P \quad (6.1)$$

Avec :

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

Le nombre d'habitants du réseau de distribution est estimé à 800 habitants.

$$k_{max.h} = \beta_{max} \times \alpha_{max} \quad (6.2)$$

$$\beta_{max} = 1.44 \text{ et } \alpha_{max} = 1.3$$

À partir de la table des régimes de consommation (Annexe 1), l'heure de pointe est de 12 à 13 avec un pourcentage de 7.9 % de la consommation journalière.

$$Q_p = 249.6 \times 0.079 = 5.477 \text{ l/s.}$$

### 6.5.2 Débit spécifique

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

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (6.3)$$

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).

### 6.5.3 Débit de route

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

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \quad (6.4)$$

Avec :

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

### 6.5.4 Débit au nœud

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

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_c \quad (6.5)$$

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).

## 6.6 Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds

Les différents résultats des débits sont récapitulés dans les tables (6.1) , (6.2) et (6.3) suivantes :

TABLE 6.1 – *Débits aux nœuds du village de Beni - Merai le cas de pointe*

Noeuds	Côtes (m)	Tronçon	L (m)	$Q_s(l/s)$	$Q_r(l/s)$	$Q_n(l/s)$
<b>1</b>	656.23	1 - R	39.814	0.002541	0.10	0.17
		1 - 2	91.742	0.002541	0.23	
<b>2</b>	647.82	2 - 1	21.742	0.002541	0.23	0.30
		2 - 5	70.896	0.002541	0.18	
		2 - 3	76.734	0.002541	0.19	
<b>3</b>	644.99	3 - 2	644.99	0.002541	0.19	0.09
<b>4</b>	648.46	4 - 2	70.896	0.002541	0.22	0.21
		4 - 5	91.859	0.002541	0.23	
<b>5</b>	640.11	5 - 4	91.859	0.002541	0.023	0.25
		5 - 6	108.174	0.002541	0.27	
<b>6</b>	640.11	6 - 5	108.174	0.002541	0.27	0.17
		6 - 7	25.026	0.002541	0.06	
<b>7</b>	628.26	7 - 6	25.026	0.002541	0.06	0.10
		7 - 8	31.785	0.002541	0.08	
		7 - 11	23.533	0.002541	0.06	
<b>8</b>	629.12	8 - 7	31.785	0.002541	0.08	0.08
		8 - 9	29.676	0.002541	0.08	
<b>9</b>	628.03	9 - 8	29.676	0.002541	0.08	0.06
		9 - 10	16.39	0.002541	0.04	
<b>10</b>	627.1	10 - 9	16.39	0.002541	0.04	0.02
<b>11</b>	628.7	11 - 7	23.533	0.002541	0.06	0.14
		11 - 12	38.355	0.002541	0.09	
		11 - 13	50.55	0.002541	0.13	
<b>12</b>	628.88	12 - 11	38.355	0.002541	0.09	0.05
<b>13</b>	621.19	13 - 11	50.55	0.002541	0.13	0.24
		13 - 16	45.29	0.002541	0.12	
		13 - 14	30.67	0.002541	0.08	
		13 - 17	61.16	0.002541	0.16	
<b>14</b>	621.19	14 - 13	30.67	0.002541	0.08	0.07
		14 - 15	24.30	0.002541	0.06	
<b>15</b>	622.48	15 - 14	24.30	0.002541	0.03	0.03
<b>16</b>	623.38	16 - 13	45.29	0.002541	0.12	0.06

TABLE 6.2 – Débits aux noeuds du village de Beni - Merai le cas de pointe (suite)

<b>17</b>	617.3	17 - 13	61.16	0.002541	0.16	0.36
		17 - 18	103.44	0.002541	0.26	
		17 - 19	49.06	0.002541	0.12	
		17 - 26	71.70	0.002541	0.18	
<b>18</b>	618.87	18 - 17	103.44	0.002541	0.26	0.13
<b>19</b>	614.67	19 - 17	49.06	0.002541	0.0.12	0.12
		19 - 20	40.54	0.002541	0.10	
		19 - 23	58.80	0.002541	0.15	
<b>20</b>	617.88	20 - 19	40.54	0.002541	0.10	0.11
		20 - 21	42.22	0.002541	0.11	
<b>21</b>	620.19	21 - 20	42.22	0.002541	0.11	0.07
		21 - 22	15.09	0.002541	0.04	
<b>22</b>	620.33	22 - 21	15.09	0.002541	0.04	0.02
<b>23</b>	607.05	23 - 19	58.80	0.002541	0.15	0.26
		23 - 24	148.7	0.002541	0.38	
<b>24</b>	588.55	24 - 23	148.7	0.002541	0.38	0.32
		24 - 25	101.47	0.002541	0.26	
<b>25</b>	573.21	25 - 24	97.86	0.002541	0.25	0.12
<b>26</b>	609.29	26 - 17	71.70	0.00305	0.18	0.23
		26 - 27	36.21	0.00305	0.09	
		26 - 31	75.56	0.002541	0.20	
<b>27</b>	608.97	27 - 26	36.21	0.00305	0.09	0.10
		27 - 28	28.56	0.002541	0.07	
		27 - 29	16.71	0.00305	0.04	
<b>28</b>	608.97	28 - 27	28.56	0.002541	0.07	0.04
<b>29</b>	607.22	29 - 27	16.71	0.002541	0.04	0.05
		29 - 30	25.28	0.002541	0.06	
<b>30</b>	607.48	30 - 29	25.28	0.002541	0.06	0.03
<b>31</b>	604.19	31 - 26	75.56	0.002541	0.20	0.18
		31 - 32	38.99	0.002541	0.09	
		31 - 35	24.68	0.002541	0.06	
<b>32</b>	603.66	32 - 31	38.99	0.002541	0.09	0.07
		17 - 18	12.88	0.002541	0.03	
<b>33</b>	0.08	33 - 32	12.88	0.002541	0.03	0.08
		33 - 34	52.61	0.002541	0.13	
<b>34</b>	603.68	34 - 33	52.61	0.002541	0.13	0.07

TABLE 6.3 – Débits aux noeuds du village de Beni - Merai le cas de pointe (suite et fin)

<b>35</b>	603.92	35 - 31	24.68	0.002541	0.06	0.31
		35 - 36	117.69	0.002541	0.30	
		35 - 37	99.48	0.002541	0.25	
<b>36</b>	604.66	36 - 35	117.69	0.002541	0.30	0.15
<b>37</b>	601.16	37 - 35	99.48	0.002541	0.25	0.20
		37 - 38	57.40	0.002541	0.15	
<b>38</b>	602.29	38 - 37	57.40	0.002541	0.15	0.18
		38 - 39	82.50	0.002541	0.21	
<b>39</b>	605.23	39 - 38	82.50	0.002541	0.21	0.10

## 6.7 Modélisation du réseau par logiciel Epanet

EPANET est un logiciel servant à l'analyse de systèmes de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression "conduites" [12].

### 6.7.1 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 [12] :

- 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.

### 6.7.2 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 [12].

## 6.8 Résultats après la simulation par logiciel Epanet

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

Les pressions aux nœuds ne doivent pas dépasser 100 m.c.e (10 bars) alors notre choix c’est porté sur des conduites en PEHD PN10.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN 10 joint en Annexe (5).

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans la figure (6.1)

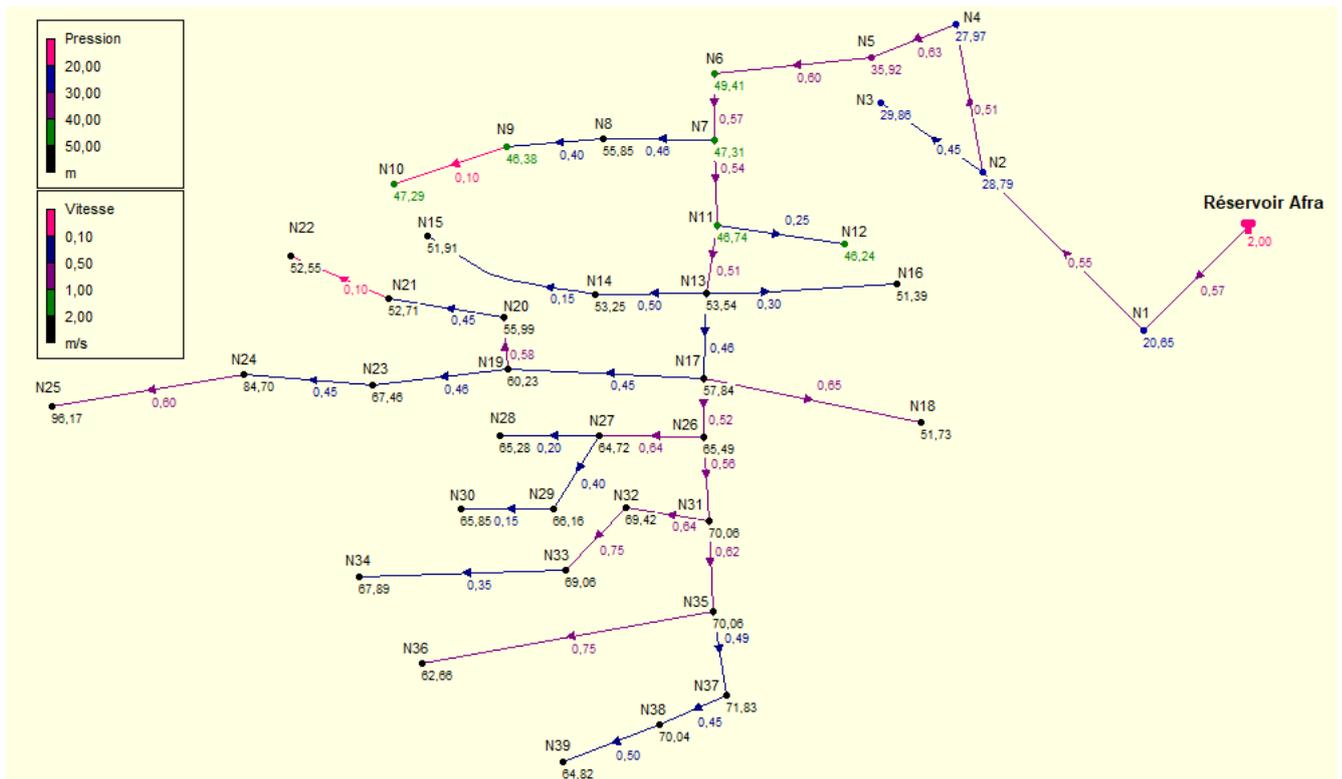


FIGURE 6.1 – Schéma du réseau après la simulation

Les résultats de simulation des nœuds sont présentés dans la table (6.4) suivante :

TABLE 6.4 – *Etat des noeuds du réseau*

Nœuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
1	656.23	0.17	20.65
2	647.82	0.30	28.79
3	644.99	0.09	29.86
4	648.46	0.21	27.97
5	640.11	0.25	35.92
6	626.20	0.17	49.41
7	628.26	0.10	47.31
8	629.12	0.08	55.85
9	628.03	0.06	46.38
10	628.10	0.02	47.29
11	628.70	0.14	46.74
12	628.88	0.05	46.24
13	621.75	0.24	53.54
14	621.19	0.07	53.25
15	622.48	0.03	51.91
16	623.38	0.26	51.39
17	617.3	0.27	57.84
18	618.87	0.13	51.73
19	614.67	0.19	60.23
20	617.88	0.11	55.99
21	620.19	0.07	52.71
22	620.33	0.02	52.55
23	607.05	0.26	67.46
24	588.55	0.32	84.7
25	573.21	0.12	96.17
26	609.29	0.23	65.49
27	608.97	0.10	64.72
28	608.28	0.04	65.28
29	607.22	0.05	66.16
30	607.48	0.03	65.85
31	604.19	0.18	70.06
32	603.66	0.07	69.42
33	603.29	0.08	69.06
34	603.68	0.07	67.89
35	603.92	0.31	70.06
36	604.66	0.15	62.66
37	601.16	0.20	71.83
38	602.29	0.18	70.04
39	605.23	0.10	64.82

Les résultats de simulation des tronçons sont présentés dans les tables (6.5) et (6.6) ci-dessous :

TABLE 6.5 – *Etat des conduites du réseau*

Conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire (m/km)
1	39.814	110.2	5.41	0.57	3.07
2	91.742	110.2	5.24	0.55	2.9
3	76.734	16	0.9	0.45	22.99
4	70.896	110.2	4.85	0.51	2.52
5	91.859	96.8	4.64	0.63	4.36
6	108.174	96.8	4.39	0.6	3.95
7	25.026	96.8	4.22	0.57	3.67
8	31.785	21	0.16	0.46	17.08
9	29.676	16	0.06	0.4	18.72
10	16.39	16	0.02	0.1	1.29
11	23.533	96.8	3.96	0.54	328
12	38.355	16	0.05	0.25	8.29
13	50.55	96.8	3.77	0.51	3
14	30.67	16	0.1	0.5	27.65
15	24.3	16	0.03	0.15	2.07
16	45.29	16	0.06	0.3	1139
17	61.16	96.8	3.37	0.46	2,45
18	103.44	16	0.13	0.65	43.89
19	49.06	55.4	1.09	0.45	4.8
20	40.54	21	0.2	0.58	25.32
21	42.22	16	0.09	0.45	22.99
22	15.09	16	0.02	0.1	1.3
23	58.8	44	0.7	0.46	6.62
24	148.7	35.2	0.44	0.45	8.5
25	101.47	16	0.12	0.6	38.1
26	71.7	66	1.79	0.52	5
27	36.21	21	0.22	0.64	29.99
28	28.56	16	0.04	0.2	4.43
29	16.71	16	0.08	0.4	18.73
30	25.28	16	0.03	0.15	2.07
31	75.56	55.4	1.34	0.56	6.94
32	38.99	21	0.22	0.64	29.99
33	12.88	16	0.15	0.75	56.58
34	52.61	16	0.07	0.35	14.85

TABLE 6.6 – *Etat des conduites du réseau (suite et fin)*

Conduite	Longueur (m)	Diamètre intérieur(mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire(m/km)
<b>35</b>	24.68	44	0.94	0.62	11.2
<b>36</b>	117.69	16	0.15	0.75	56.58
<b>37</b>	99.48	35.2	0.48	0.49	9.92
<b>38</b>	57.4	28	0.28	0.45	11.49
<b>39</b>	82.5	16	0.1	0.5	27.65

### Constatation

D'après les tables (6.4) , (6.5) et (6.6) ci dessus, Les valeurs des vitesses trouvées par Epanet pour les différents tronçons sont données dans l'intervalle (0.5m/s – 1.5m/s). On remarque que au niveau de certains tronçons la vitesse trouvée est inférieur à la vitesse minimum de l'intervalle choisie, vu que le nombre d'habitant alimenté par cette conduite est très peu par rapport aux autres tronçons.

## 6.9 Conclusion

Dans ce dernier chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution du bas du village Beni-Merai dont le réseau est du type ramifiée. La détermination des paramètres hydrauliques tels que le débit, les pressions et le diamètre a été réalisée à l'aide du logiciel EPANET. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN10) pour des diamètres intérieurs compris entre 16 et 110.2 mm.

# Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous avons étudié les différentes phases de la réalisation du projet d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'Ighil Emda pour l'horizon 2050 du moment que le système actuel n'arrive pas à satisfaire les besoins de la population.

En réalisant une collecte de données relatives aux besoins, la population a été estimée à 74958 habitants en se basant sur un taux d'accroissement moyen annuel de 1.2% avec un total de consommation journalière de  $26694.354m^3/j$  pour les quatre villages de l'aire d'étude : Chef-lieu, Djermouna, Beni-Merai et Kelaoune.

Pour engager cette étude, nous avons tracé les plans de masse et topographique en utilisant les logiciels Google Earth, Global Mapper, GPS visualizer et ArcGIS. Nous sommes passé ensuite au dimensionnement des capacités des ouvrages de stockage, dont les volumes varient entre 300 et  $5000 m^3$ .

On a procédé par la suite au dimensionnement du réseau d'adduction en établissant une étude technico-économique de l'ensemble des tronçons pour le choix des diamètres tout en respectant les conditions relatives aux vitesses acceptables. Nous avons utilisé une vanne de régulation de débit au niveau des points de piquages. Les matériaux des conduites adoptées sont le PEHD (PN16) et la fonte ductile (PN40) pour la chaîne de refoulement, et PEHD (PN16) pour la chaîne gravitaire.

Le choix des pompes s'est porté sur les pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal vu leur rendement qui est très élevés. À l'aide du catalogue numérique CAPRARI, on a obtenu les différents types de pompes ci-après : HMU 40-2/5E, PM 65/7B, PM 100/5A, PM 100/8B et PM 125/4B.

Pour assurer une protection des conduites d'adduction gravitaires contre le phénomène du coup de bélier, il était nécessaire d'opter pour une vanne à fermeture lente (l'augmentation du temps de fermeture des vannes). Par contre, on a constaté que les tronçons de refoulement ne présentent aucun risque.

À l'aide du logiciel EPANET, nous avons modélisé puis simulé le comportement hydraulique du réseau de distribution de la partie basse du village de Beni - Merai. Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN10) pour des diamètres intérieurs variant entre 16 et 110.2 mm pour lesquels les pressions et les vitesses sont acceptables.

Ce projet nous a permis de traiter les principales étapes du dimensionnement d'un réseau d'AEP, nous espérons que ce modeste travail servira pour les étudiants comme support et référence pour ce type d'études.

# Références bibliographiques

- [1] [http://Fr.Scribd.com/document/336137474/Presentation de la ville.](http://Fr.Scribd.com/document/336137474/Presentation%20de%20la%20ville)
- [2] [http://Fr.wikipedia.org/wiki/Kherrata.](http://Fr.wikipedia.org/wiki/Kherrata)
- [3] SAMAHI, F. :« Gestion et valorisation des ressources en eau cas de Daïra de Kherrata, wilaya de Bejaia ». Projet de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2017.
- [4] Données recueillies auprès du Bureau des études et consultation sur l'eau (hydraulique urbaine et rural), wilaya de Tipaza.
- [5] Données recueillies auprès des services d'APC, ADE, subdivisions d'hydraulique et d'agriculture de la commune de Kherrata, wilaya de Bejaia.
- [6] DUPONT, A. : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrages de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979.
- [7] Edraw Max v7.9.manuel d'utilisation.
- [8] [www.hydrmobile.com/doc/FT-PEF-0 1.pdf](http://www.hydrmobile.com/doc/FT-PEF-0%201.pdf)
- [9] [gatt.fr/CIRA/cours/Instrum/CIRA2%20-%206\)%vannes%20de%20regulation.pdf](http://gatt.fr/CIRA/cours/Instrum/CIRA2%20-%206)%vannes%20de%20regulation.pdf)
- [10] GOUDJIL, S. et SADELLI, H. :« Alimentation en eau potable des localites M'NAIR I, M'NAIR II, HEDDADA, DHAMNET EL FHEL, AIN BELKACEM ET KOUDIET EL ASSA, W. SOUK AHRAS ». Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2017.
- [11] IKENOUNE, A. et AKIL, M.A. :« Etude d'alimentation en eau potable de la ville nouvelle de Sidi Abdellah, Wilaya d'Alger ». Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2015.
- [12] manuel d'utilisation epanet 2.0, 2003.

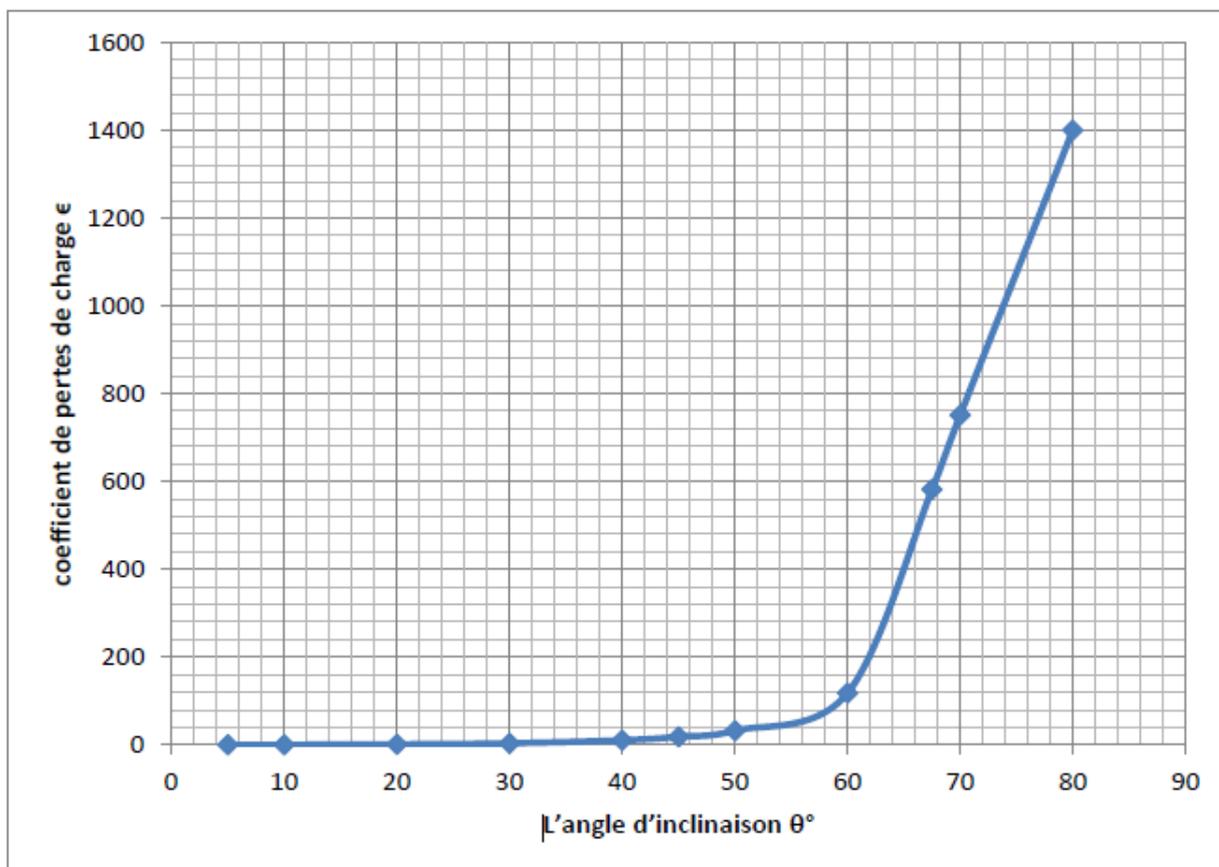
# Annexe

## Annexe 1 : Régime de consommation des agglomérations

Heures	Coefficient de viraiation maximale horaire de la consommation ( $k_{max.h}$ )											
	1.2	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 - 1	3.5	3.35	3.2	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 - 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 - 3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3 - 4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4 - 5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5 - 6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6 - 7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7 - 8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8 - 9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9 - 10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10 - 11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11 - 12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12 - 13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13 - 14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14 - 15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15 - 16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16 - 17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17 - 18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	6.50	5.50	4.50	3.50	3.50	9.40
18 - 19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19 - 20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20 - 21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21 - 22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22 - 23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23 - 24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

Annexe 2 : Évolution du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

L'angle d'inclinaison $\theta$	0 - 5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
$a \in$	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



## Annexe 3 : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Pression nominale (bar)	Prix unitaire (DA)
100	4.8	40	2800
125	4.8	40	3000
150	5	40	3300
200	5.4	40	3800
250	5.8	40	5750
300	6.2	40	6500
350	7	30	8750
400	7.8	30	11000
450	7.8	30	15300
500	7.8	30	19600
600	7.8	30	20300
700	7.8	25	24000

## Annexe 4 : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 16

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire(DA)
20	2.3	34.64
25	3.0	56.20
32	3.6	88.20
40	4.5	136.47
50	5	211.4
63	5.8	337.16
75	6.8	473.63
90	8.2	571.69
110	10	844.3
125	11.4	1093.08
160	14.6	1786.51
200	18.2	2805.48
250	22.7	4340.56
315	28.6	6881.37
400	36.3	11116.05
500	45.4	17335.76
630	57.2	26341.10
710	64.5	non contacter
800	72.6	non contacter

*Annexe 5 : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN 10*

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>L'épaisseur (mm)</b>	<b>Prix unitaire(DA)</b>
20	2	16
25	2	21
32	2	28
40	2.4	35.2
50	3	44
63	3.8	55.4
75	4.5	66
90	5.4	79.2
110	6.6	96.8
125	7.4	110.2
160	9.5	141
200	11.9	176.2
250	14.8	220.4
315	18.7	277.6
400	23.7	352.6
500	29.7	440.6
630	37.4	555.2
710	42.1	625.8
800	47.4	705.2

Annexe 6 : Courbe caractéristique de la pompe 1

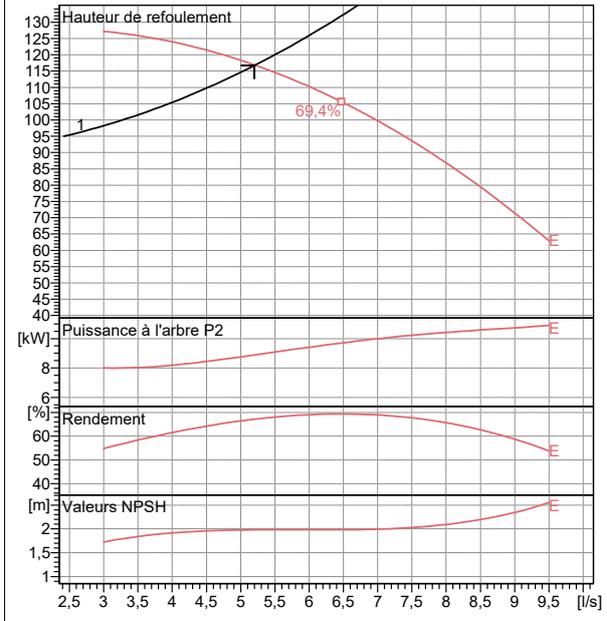


Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

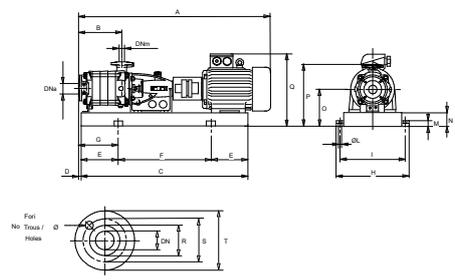
<b>HMU40-2/ 5E</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	5,2 l/s
Hauteur de refoulement	117 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	5,2 l/s
Hauteur de refoulement	117 m
Puissance absorbée	8,88 kW
Rendement	67,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	122 m
Orif. de refoulement	40 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	15 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	261 kg

<b>Matériaux</b>	
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 a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



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

- Dimensions mm**
- A = 1360
  - B = 351
  - C = 1207
  - D = 13
  - E = 200
  - F = 807
  - G = 213
  - H = 430
  - I = 390
  - L = 16
  - M = 38
  - N = 80
  - O = 240
  - P = 415
  - Q = 490

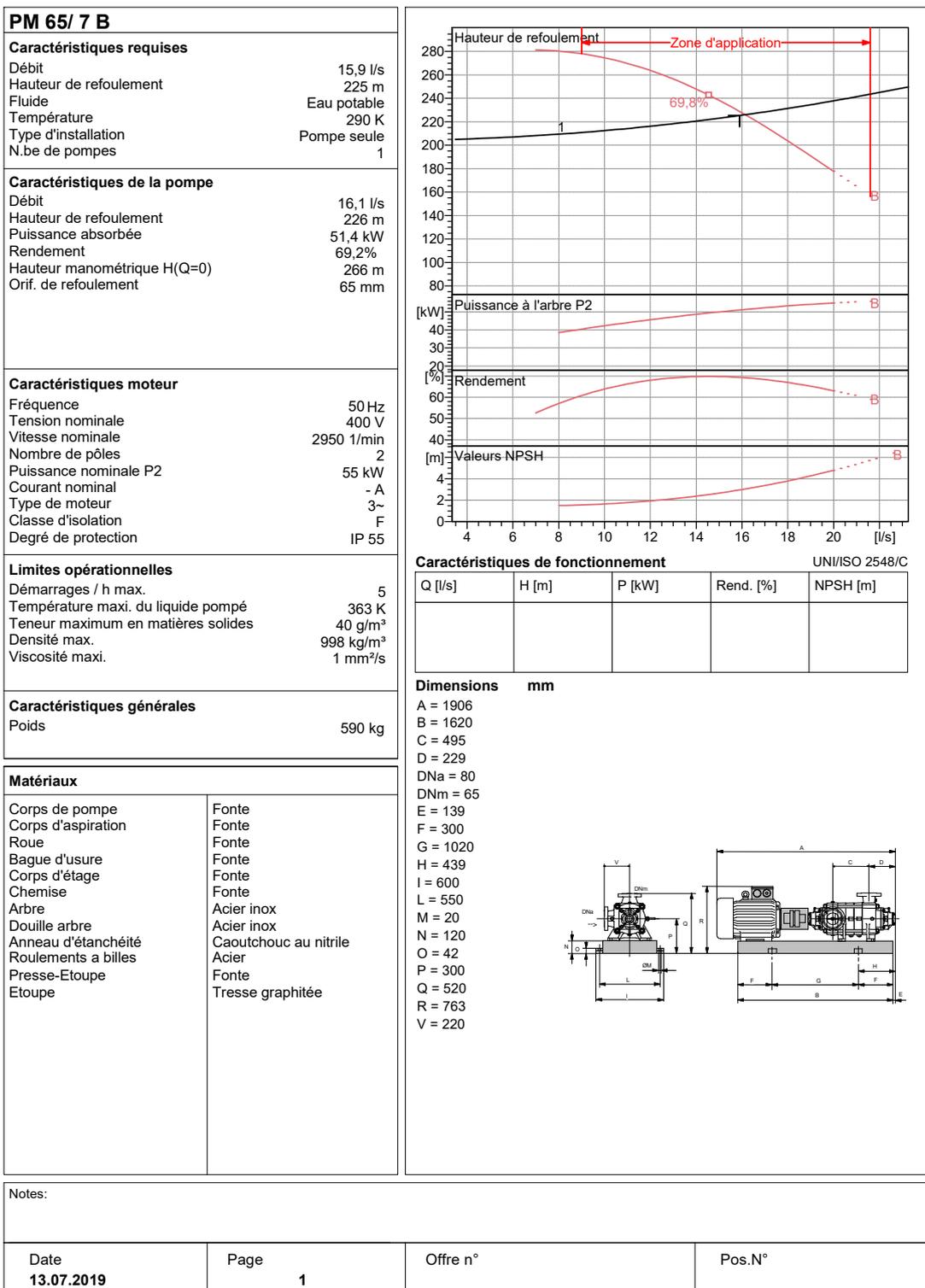


Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
15.07.2019	1		

## Annexe 7 : Courbe caractéristique de la pompe 2

**caprari**

Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

## Annexe 8 : Courbe caractéristique de la pompe 3

Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

**PM 125/ 5 A****Caractéristiques requises**

Débit	36,9 l/s
Hauteur de refoulement	126 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

**Caractéristiques de la pompe**

Débit	37,1 l/s
Hauteur de refoulement	127 m
Puissance absorbée	61,3 kW
Rendement	75,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	163 m
Orif. de refoulement	125 mm

**Caractéristiques moteur**

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

**Limites opérationnelles**

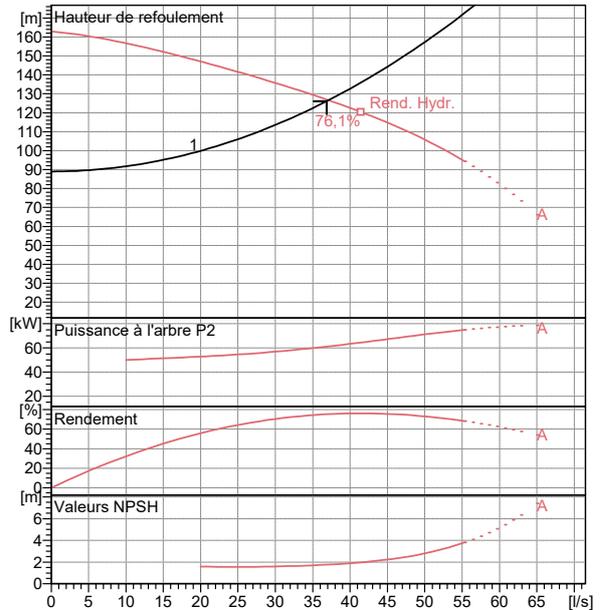
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s

**Caractéristiques générales**

Poids	1130 kg
-------	---------

**Matériaux**

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

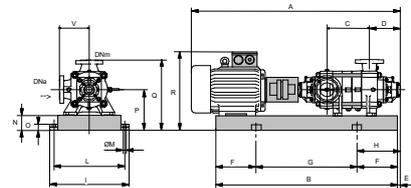
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

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

**Dimensions mm**

A = 2262  
B = 1876  
C = 545  
D = 337  
DNa = 150  
DNm = 125  
E = 244  
F = 300  
G = 1276  
H = 544  
I = 720  
L = 670  
M = 20  
N = 140  
O = 45  
P = 420  
Q = 740  
R = 836  
V = 320



Notes:

Date 12.07.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe 9 : courbe caractéristique de la pompe 4



Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

<b>PM 125/ 6 D</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	23,2 l/s
Hauteur de refoulement	120 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	22,6 l/s
Hauteur de refoulement	120 m
Puissance absorbée	41,3 kW
Rendement	66,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	135 m
Orif. de refoulement	125 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	45 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	960 kg
<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

**Caractéristiques de fonctionnement** UNI/ISO 2548/C

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

**Dimensions mm**

A = 2252  
B = 1883  
C = 645  
D = 337  
DNa = 150  
DNm = 125  
E = 244  
F = 300  
G = 1283  
H = 544  
I = 720  
L = 670  
M = 20  
N = 140  
O = 45  
P = 420  
Q = 740  
R = 695  
V = 320

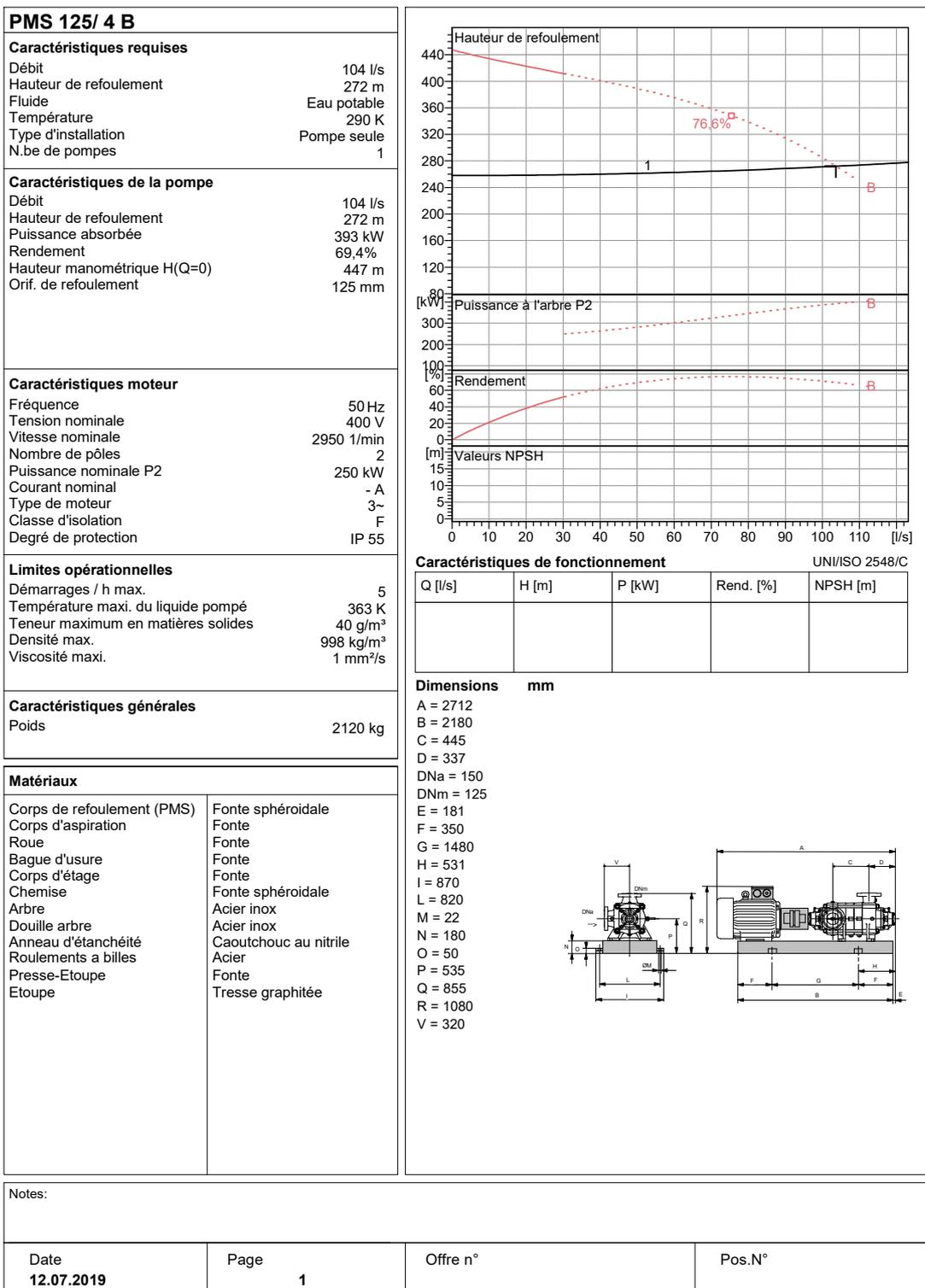
Notes:

Date <b>12.07.2019</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

## Annexe 10 : courbe caractéristique de la pompe 5

**caprari**

Modena - Italy

**COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001**


## ملخص

أجرينا دراسة تقنية لإمدادات مياه الشرب في بلدية خراطة ولاية بجاية في أفق مشروع مدته ٣١ سنة. بعد تقديم منطقة الدراسة ، قمنا بحساب الحاجيات الحالية والمستقبلية للمنطقة بعدها تم حساب سعة الخزانات، تليها المضخات المناسبة لمحطات الضخ الخمسة. من أجل حماية الشبكة ضد ظاهرة المطرقة المائية، وكحل اخترانا إغلاق صمامات بطيئة. وفي الأخير، قمنا بدراسة شبكة توزيع المياه لقرية بني مرعي فيما يتعلق بالبرامج ، من أجل معايرة وتنفيذ الخطط الجماهيرية والطوبوغرافية ، استغلنا برنامج قوئل أورث ، قلوبل ماير ، جس فيزواليزر ، اركجيس ، و الاوتوكاد. بالاضافة الى الايانات لمحاكاة الشبكة.

كلمات مفتاحية : مياه الشرب ، انايب النقل ، المطرقة المائية ، التوزيع.

## Résumé

Dans ce présent mémoire, nous avons réalisé une étude technique d'alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d'Ighil Emda, Wilaya de Bejaia sur un horizon projet de 31 ans. Après avoir présenté la zone d'étude, nous avons procédé à l'estimation des besoins actuel et futur. Par la suite, nous avons conçu et dimensionné les réservoirs et les conduites d'adduction, suivie du choix des pompes adéquates pour les cinq stations de pompage. Dans le but de protéger le réseau contre le phénomène du coup de bélier, nous avons opté pour les vannes à fermeture lente pour les conduites gravitaires. En dernier lieu, nous avons conçu et dimensionné le réseau de distribution de la partie basse du village de Beni - Merai. Concernant les logiciels, pour le calage et la réalisation des plans de masse et topographiques, nous avons exploité Google Earth, Goba Mapper, ArcGis, GPS visualizer, Autocad, COVADIS pour le tracé des profils en long et Epanet pour la simulation du réseau.

**Mots clés :** Alimentation en eau potable, Réservoir, Adduction, Coup de bélier, Distribution.

## Abstract

In this present memoir, we have made a technical study of watter supply oh Kherrata commune from the dam of Ighil Emda, wilaya of Béjaia for horizon of 31 years. After having presented the zone of study, we have carried out the estimate of the present and the future needs of drinking water. Thereafter, we have designed and dimensioned the tanks and the pipeline of adduction. followed by the selection of the appropriate pumps for the five pumping stations. In order to protect the network against the water hammer phenomenon, We opted for slow closing valves for gravity tubing. Lastly, we have conceived and dimensioned a distribution network. We have chosen the network of the village Beni - Merai. Concerning the software, for the altimeter sitting and the realization of the topographic and ground plans we have exploited Google Earth, Goba Mapper, ArcGis, GPS visualizer, et Autocad and Epanet for the network simulation.

**Keywords :** Drinking water supply, Tank, Adduction, Water hammer, Distribution.