

Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :
M^{elle} AOUISSI Lina
M^{elle} BAREK Sarah

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

Filière : **Hydraulique**
Spécialité : **Hydraulique Urbaine.**

INTITULE :

Modèle de SIG – AEP de la commune de Boudjellil, wilaya de Bejaia

Soutenu le 29/06/2025 devant le jury composé de :

- Président : Mr HAMCHAOUI.S
- Promoteur (s) : Mr BERREKSI.A

Mr OULEBSIR.R

- Examineur (s) : Mr AMOURA.Z

Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 (*)
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : BAREK
Prénom : Sarah
Matricule : 2020.31.01.2016
Spécialité et/ou Option : Hydraulique Environnementale
Département : Hydraulique
Faculté : Science Technologie
Année universitaire : 2024./..2025

et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) : Master

Intitulé : Modèle de SIG Alimentation en eau potable
de la Commune de Boujeftil Wilaya de Béjaïa

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques, et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaïa le
02/07/..2025

Signature de l'intéressé

(*) Lu et approuvé

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bejaia.dz/formation (rubrique textes réglementaires)

Populaire et Démocratique Algérienne République
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Déclaration sur l'honneur
Engagement pour respecter les règles d'authenticité scientifique dans
l'élaboration d'un travail de recherche

Arrêté ministériel n° 1082 du 27 décembre 2020 (*)
fixant les règles relatives à la prévention et la lutte contre le plagiat

Je soussigné,

Nom : AOUISSI
Prénom : LINA
Matricule : 2020.31.01.35.14
Spécialité et/ou Option : Hydraulique Turbine
Département : Hydraulique
Faculté : Science Technologie
Année universitaire : 2024./2025

et chargé de préparer un mémoire de (Licence, Master, Autres à préciser) : Master

Intitulé : Modèle de SIG Alimentation en eau potable
de la Commune de Boujdellil - Wilaya de Béjaïa

déclare sur l'honneur, m'engager à respecter les règles scientifiques, méthodologiques,
et les normes de déontologie professionnelle et de l'authenticité académique requises dans
l'élaboration du projet de fin de cycle cité ci-dessus.

Fait à Béjaïa le
02./07/2025

Signature de l'intéressé

(*) Lu et approuvé

(*) Arrêté ministériel disponible sur le site www.univ-bejaia.dz/formation (rubrique textes réglementaires)

Remerciements

Nous remercions Dieu tout puissant pour la force, la patience et le courage qui nous ont permis de mener à bien ce travail.

Nos sincères remerciements vont à Monsieur Oulebsir Rafik et Monsieur Berreksi Ali pour la qualité de leur encadrement, leurs conseils avisés et leur disponibilité tout au long de ce mémoire.

Nous exprimons également notre gratitude à l'ensemble du personnel de la Subdivision de l'Hydraulique, de la Subdivision de l'Agriculture, ainsi qu'à l'APC de la commune de Boudjellil pour leur précieuse aide.

Enfin, nous adressons notre profonde reconnaissance à nos familles pour leur soutien moral constant tout au long de notre parcours.

Dédicace

*Nous dédions ce mémoire à nos parents,
à nos mères, pour leur amour inconditionnel, leur patience et leurs prières silencieuses,
et à nos pères, pour leur soutien discret, leur force et leurs sacrifices souvent tus.
Leur présence et leur confiance ont été les piliers de notre parcours.
À nos familles, pour leur bienveillance, leurs encouragements et leur foi constante en nous.
À toutes celles et ceux qui nous ont soutenues, accompagnées ou inspirées, de près ou de loin.
Ce mémoire leur est aussi dédié.
Et enfin, à nous-mêmes, Lina et Sarah,
pour notre engagement sans relâche, notre détermination face aux difficultés,
pour chaque effort consenti, chaque nuit blanche, chaque remise en question.
Ce mémoire est le fruit de notre travail, de notre solidarité, de notre amitié,
et surtout de notre volonté de toujours aller jusqu'au bout, ensemble.*

Table des matières

Introduction générale	1
 <u>Chapitre 1 : Présentation du site et estimation des besoins</u>	<u>2</u>
<u>1.1 Introduction</u>	2
<u>1.2 Présentation du site.....</u>	2
<u>1.2.1 Situation géographique de la zone d'étude</u>	2
<u>1.2.2 Le réseau hydrographique</u>	3
<u>1.2.3 Situation climatique.....</u>	3
<u>1.2.3.1 Pluviométrie</u>	3
<u>1.2.3.2 Température</u>	4
<u>1.2.3.3 Le vent dominant.....</u>	4
<u>1.2.4 Situation topographique</u>	4
<u>1.2.5 La situation des ressources en eau.....</u>	5
<u>1.3 Estimation de la population.....</u>	5
<u>1.4 Estimation des besoins en eau de la population.....</u>	6
<u>1.4.1 Dotation :.....</u>	6
<u>1.4.2 Consommation moyenne journalière</u>	7
<u>1.5 Les différents types de besoins.....</u>	8
<u>1.5.1 Besoins domestique.....</u>	8
<u>1.5.2 Besoins sanitaires</u>	8
<u>1.5.3 Besoins scolaires</u>	9
<u>1.5.4 Besoins socio-culturels.....</u>	10
<u>1.5.5 Besoins sportifs</u>	10
<u>1.5.6 Besoins industriels :</u>	11
<u>1.5.7 Besoins commerciaux</u>	11
<u>1.5.8 Besoins administratifs</u>	12
<u>1.5.9 Besoins des cheptels.....</u>	12
<u>1.6 Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur</u>	13
<u>1.7 Majoration de la consommation moyenne journalière Q_{maj.j}</u>	14
<u>1.8 Consommation maximal journalière Q_{max.j}</u>	15

<u>1.9 Variation de la consommation horaire</u>	16
<u>1.10 Conclusion</u>	18

Chapitre 2 : Les réservoirs..... 19

2.1 Introduction	19
2.2 Classification des réservoirs	19
2.3 Caractéristiques des réservoirs de la région d'étude	21
2.3.1 L'implantation.....	21
2.3.2 Choix de type de réservoir	21
2.3.3 Les Equipement des réservoirs	21
2.4 Capacité d'un réservoir	22
2.5 Description du schéma synoptique des réservoirs.....	22
2.7 Dimensionnement des réservoirs de stockage.....	23
2.7.1 Dimensionnement du réservoir de Boudjellil (chef-lieu).....	24
2.7.2 Dimensionnement du réservoir Douar Tigrine	26
2.7.3 Dimensionnement du réservoir Ath Ouïhdan	28
2.7.4 Dimensionnement du réservoir Hamda.....	30
2.7.5 Dimensionnement du réservoir Beni mensour.....	32
2.7.6 Dimensionnement du réservoir Ain el Bir	34
2.7.7 Dimensionnement du réservoir Aftis	36
2.7.8 Dimensionnement du réservoir Oulad Dassen.....	38
2.7.9 Dimensionnement du réservoir Taourirt 1	40
2.7.10 Dimensionnement du réservoir Taourirt 2	41
2.8 Conclusion.....	43

Chapitre 3 : Adduction..... 45

3.1 introduction	45
3.2 Sources d'eau mobilisées pour l'adduction à BOUDJELIL.....	45
3.2.1 Ressources souterraines	45
3.2.2 Ressources superficielles	46
3.2.3 Le projet de transfert d'eau à partir du barrage Tichy-Haff.....	46
3.3 Choix du tracé.....	46

3.4 Choix de matériaux de la conduite	46
3.5 Etude technico-économique des conduites	47
3.5.1 Détermination du diamètre économique des conduites en refoulement	47
3.5.2 Calcul de la vitesse d'écoulement	48
3.5.3 Calcul des pertes de charge	48
3.5.3.1 Pertes de charge linéaires	48
3.5.3.2 Pertes de charge singulières	49
3.5.4 Hauteur manométrique totale (HMT)	49
3.5.5 Puissance absorbée par la pompe	49
3.5.6 Énergie annuelle consommée	50
3.5.7 Frais d'exploitation	50
3.5.8 Frais d'amortissement	50
3.5.9 Bilan économique :	50
3.5.10 Calcul du diamètre pour les conduites gravitaires	50
3.6 Calcul et optimisation des conduites	51
3.6.1 Calcul du tronçon station de reprise Boudjellil-réservoir chef-lieu	51
3.6.2 Calcul du tronçon station de reprise chef-lieu – réservoir Douar Tigrine	52
3.6.3 Calcul du tronçon réservoir Douar Tigrine- station de reprise Ath Wihdan	54
3.6.4 Calcul du tronçon station de reprise Ath Wihdan -réservoir Ath wihdan	55
3.6.5 Calcul du tronçon réservoir At Wihdan-station de reprise Hamda	57
3.6.5 Calcul du tronçon station de reprise Hamda-réservoir Hamda	58
3.6.6 Calcul du tronçon réservoir Douar Tazmalt- station de reprise Douar tazmalt	59
3.6.7 Calcul le tronçon station de reprise Douar Tazmalt- réservoir Ouled Dassen	60
3.6.8 Calcule le tronçon réservoir Douar Tazmalt-réservoir Taourirt1	62
3.6.9 Calcul le tronçon réservoir Taourirt1-réservoir Taourirt2	63
3.6.10 Calcul le tronçon station de reprise Ain el Bir-réservoir Ain el Bir	64
3.6.11 Calcul le tronçon forage Aftis-réservoir Aftis (gravitaire)	66
3.7 Conclusion	67

Chapitre 4 : Les Pompes..... 68

4.1 Introduction	68
------------------------	----

4.2 ROLE DES POMPES DANS LE SYSTEME DE DISTRIBUTION D'EAU	68
4.3 CHOIX DES POMPES	68
4.4 LES TYPES DE POMPES	69
4.4.1 Pompes centrifuges	69
4.4.2 Pompes volumétriques	70
4.5 Caractéristiques techniques des pompes	72
4.5.1 Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	72
4.5.1.1 Courbe débit - hauteur (QH)	72
4.5.1.2 Courbe débit - puissance absorbée (QP)	72
4.5.1.3 Courbe débit - rendement (Q η)	72
4.5.2 Hauteur Manométrique Totale (HMT).....	72
4.5.3 Puissance absorbée (P)	73
4.5.4 Point de fonctionnement	73
4.5.4 .1 Première méthode : modification du temps de pompage	74
4.5.4 .2 Deuxième méthode : régulation par étouffement (vannage).....	75
4.5.4.3 Troisième méthode : rognage de la roue	75
4.5.4.4 Quatrième méthode : variation de la vitesse de rotation	76
4.6 La cavitation.....	76
4.7 Choix du type de pompes utilisées dans la commune de Boudjelil dans différentes stations de reprise	77
4.7.1 La pompe 1 à chef-lieu (BOUDJELIL)	77
4.7.2 La pompe 2 à chef-lieu (BOUDJELIL) : « station de reprise Ath Wihdan »	79
4.7.3 La pompe 3 à chef-lieu (BOUDJELIL) : « station de reprise Hamda»	80
4.7.4 La pompe à la station de reprise Douar Tazmalt.....	81
4.7.5 La pompe à la station de reprise Ain El Bir	83
4.8 Conclusion.....	84

Chapitre 5 : Coup de bélier..... 86

5.1 Introduction	86
5.1.1 Les causes principales du phénomène coup de bélier	86
5.1.2 Moyens de protection contre le coup de bélier	86
5.2 Etude du coup de bélier	87
5.2.1 Valeurs numériques du coup de bélier	87

5.2.2 Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents traçons du refoulement.....	89
5.2.3 Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents traçons du gravitaires	91
5.3 Conclusion.....	91

Chapitre 6 : Les Systèmes d'Information Géographique 93

6.1 Introduction	93
6.2 Présentation du Système d'Information Géographique.....	93
6.2.1 Définition de Système d'Information Géographique.....	93
6.2.2 Domaines d'application des SIG.....	94
6.2.3 Mise en place de la banque de données urbaines	92
6.2.4 Avantages des SIG	95
6.2.5 Les contraintes de SIG	95
6.3 Les logiciels SIG.....	96
6.3.1 Définition QGIS	96
6.3.2 Les domaines d'utilisation de QGIS dans les projets SIG	96
6.3.3 L'interface de QGIS.....	97
6.4 LES PRINCIPES FONDAMENTAUX DE FONCTIONNEMENT DE QGIS : [7]	99
6.5 L'OBJECTIF DE L'UTILISATION DE QGIS DANS UN PROJET AEP.....	100
6.6 LES AVANTAGES DE QGIS.....	100
6.7 Méthodologie.....	101
6.7.1 Introduction.....	101
6.7.2 Étapes de réalisation et outils utilisés	102
6.8 Conclusion	102

Conclusion générale 103

Références bibliographiques

Annexe.....

Liste des tableaux

<u>Tableau 1.1 : Températures mensuelles maximales, minimales, moyennes</u>	4
<u>Tableau 1.2 : Tableau des forages</u>	5
<u>Tableau 1.3 : Estimation de la population à l’horizon futur (2056)</u>	6
<u>Tableau 1.4 : Norme de la dotation domestique</u>	7
<u>Tableau 1.5 : Besoins domestiques</u>	8
<u>Tableau 1.6 : Besoins sanitaire</u>	8
<u>Tableau 1.7 : Besoins scolaires</u>	9
<u>Tableau 1.8: Socio-culturels</u>	10
<u>Tableau 1.9 : Besoins sportifs</u>	10
<u>Tableau 1.10 : Besoins industriels</u>	11
<u>Tableau 1.11 : Besoins commerciaux</u>	11
<u>Tableau 1.12 : Besoins administratifs</u>	12
<u>Tableau 1.13 : Besoins cheptels</u>	12
<u>Tableau 1.14 : Estimation des différents besoins pour l’horizon futur (2056)</u>	14
<u>Tableau 1.15 : La consommation moyenne journalière majorée</u>	15
<u>Tableau 1.16 : Consommation maximale journalière</u>	15
<u>Tableau 1.17 : variation des valeurs de β_{max}</u>	17
<u>Tableau 1.18 : Représentation des valeurs de β_{max}, $K_{max.h}$, $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l’horizon actuel.</u>	17
<u>Tableau 1.19 : Représentation des valeurs de β_{max}, $K_{max.h}$, $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l’horizon Futur</u>	18
<u>Tableau 2.1 : Dimensionnement du réservoir chef-lieu</u>	24
<u>Tableau 2.2 : Dimensionnement du réservoir Douar Tigrine</u>	27
<u>Tableau 2.3 : Dimensionnement du réservoir Ath Ouïhdan</u>	29
<u>Tableau 2.4 : Dimensionnement du réservoir Hamda</u>	31

<u>Tableau 2.5 : Dimensionnement du réservoir Beni mensour</u>	32
Tableau 2.6: <u>Dimensionnement du réservoir Ain el bir</u>	34
Tableau 2.7 : <u>Dimensionnement du réservoir Aftis</u>	36
Tableau 2.8 : <u>Dimensionnement du réservoir Oulad Dassen</u>	38
Tableau 2.9 : <u>Dimensionnement du réservoir Taourirt 1(Douar Tazmalt)</u>	40
Tableau 2.10 : <u>Dimensionnement du réservoir Taourirt 2</u>	42
<u>Tableau 2.11 : Représente des capacités des réservoirs, Les diamètres et H_{inc}</u>	43
Tableau 3-1 : Calcul de la Hmt du tronçon réservoir Boudjellil-station de reprise Boudjellil	51
Tableau 3-2 : Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement réservoir Boudjellil-station de reprise Boudjellil.....	52
Tableau 3-3 : Calcul du bilan	52
Tableau 3-4 : Calcul de la Hmt du tronçon station de reprise chef-lieu - réservoir Douar Tigrine	53
Tableau 3-5 : Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement station de reprise chef-lieu - réservoir Douar Tigrine.....	53
Tableau 3-6 : Calcul du bilan	54
Tableau 3-7 : Calcul les pertes de charges totales du tronçon réservoir Douar Tigrine-station de reprise Ath Wihdan.	55
Tableau 3-8 : Calcul de la Hmt du tronçon station de reprise Ath Wihdan-réservoir Ath Wihdan	56
Tableau 3-9 : Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement station de reprise Tigrine-réservoir Beni Wihdan.....	56
Tableau 3-10 : Calcul du bilan	56
Tableau 3-11 : Calcul de du tronçon réservoir At Wihdan-station de reprise Hamda	57
Tableau 3-12 : Calcul de la Hmt du tronçon station de reprise Hamda-réservoir Hamda	58

Tableau 3-13 : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement station de reprise Hamda-réservoir Hamda.....	58
Tableau 3-14 : Calcul du bilan.....	59
Tableau 3-15 : Calcul les pertes de charges totales du tronçon réservoir Douar Tazmalt-station de reprise Douar tazmalt.	60
Tableau 3-16 : Calcul de la Hmt du tronçon station de reprise Douar Tazmalt-réservoir Ouled Dassen.....	61
Tableau 3-17 : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement station de reprise Douar Tazmalt-réservoir Ouled Dassen.....	61
Tableau 3-18 : Calcul du bilan.....	61
Tableau 3-19 : Calcul de la Hmt du tronçon station de reprise 3-réservoir Hamda..	62
Tableau 3-20 : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement station de reprise 3-réservoir Hamda	63
Tableau 3-21 : Calcul du bilan.....	63
Tableau 3-22 : Calcul de la perte de charge du tronçon réservoir Taourirt1-réservoir Taourirt2	64
Tableau 3-23 : Calcul de la Hmt du tronçon station de reprise 3-réservoir Hamda..	65
Tableau 3-24 : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement station de reprise 3-réservoir Hamda	65
Tableau 3-25 : Calcul du bilan.....	65
Tableau 3-26 : Calcul les pertes de charges totales du tronçon réservoir - station de reprise	66
Tableau 3-27 : Les diamètres retenus.....	67
<u>Tableau 4-1 : Les caractéristiques techniques d'une pompe centrifuge.</u>	<u>74</u>
<u>Tableau 5.1 : Caractéristiques des tronçons (refoulement).....</u>	<u>89</u>
<u>Tableau 5.2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (refoulement)</u>	<u>89</u>
<u>Tableau 5.3: Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (refoulement)</u>	<u>90</u>
<u>Tableau 5.4 : Caractéristiques des tronçons (gravitaire).....</u>	<u>91</u>
<u>Tableau 5.5 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (gravitaire)</u>	<u>91</u>

Liste des figures

Figure 1.1 : Carte de situation de la zone d'étude	2
Figure 2.1 : Equipements d'un réservoir d'eau potable.	21
Figure 4.1 : Composants d'une pompe centrifuge	69
Figure4.2 : Pompe à piston à simple effet.....	70
Figure4.3 : Pompe rotative avec engrenages (à gauche) et lobes (à droite).....	71
Figure 4.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe centrifuge	72
Figure 4.5 : Les courbes caractéristiques de la pompe 1.....	77
Figure 4.6 : Les courbes caractéristiques de la pompe 2.....	80
Figure 4.7 : Les courbes caractéristiques de la pompe 3.....	81
Figure 4.8 : Courbes caractéristiques de la station de reprise Douar Tazmalt.....	83
Figure 4.9 : Courbes caractéristiques de la station de reprise Ain El Bir	84
Figure 6.1 : Les domaines d'application de QGIS dans les projets de SIG	96
Figure 6.2 : L'interface de QGIS	98
Figure 6.3 :Localisation des infrastructures hydrauliques sur Google Earth	100
Figure 6.4 : L'interface de GlobalMapper	101
Figure 6.5 : L'interface d'autocad	102
Figure 6.6 : L'interface d'Epacad	102
Figure 6.7 :Shéma du réseau.....	103
Figure 6.8 : Boite de dialogue du shéma	104
Figure 6.9 : Shéma après la modification	104
Figure 6.10 :Shéma l'éditeur de courbes	106
Figure 6.11 :Shéma de simulation	107
Figure 6.12 :Shéma du réseau avec représentation des pressions, débit	108
Figure 6.13 : Visualisation du réseau sur fond cartographique(OSM).....	104
Figure 6.14 : Création d'un nouveau champ dans QGIS.....	109

<u>Figure 6.15 :Table attributaire des figures avec le champ volume</u>	109
<u>Figure 6.16 :Exploitation d'une couche vectorielle au format excel</u>	110
<u>Figure 6.17 :Visualisation des réseaux à l'aide d'un SIG sous QGIS</u>	111
<u>Figure 6.18 :Analyse spatiale de la gestion des couches et des attributs</u>	111

Introduction Générale

Introduction générale

L'accès à une eau potable de qualité, en quantité suffisante et de manière continue constitue aujourd'hui un enjeu stratégique, notamment dans les zones rurales où les infrastructures hydrauliques sont souvent insuffisantes ou mal adaptées. La commune de Boudjellil, située dans la wilaya de Bejaia, fait partie des nombreuses localités confrontées à des difficultés récurrentes d'alimentation en eau potable. Cette situation impacte directement la qualité de vie des habitants et freine le développement socio-économique local.

Face à cette problématique, ce mémoire propose une étude complète et méthodique du système d'alimentation en eau potable de la commune de Boudjellil, avec un horizon projet jusqu'en 2055. L'objectif principal est de concevoir un système hydraulique fiable, pérenne et capable de répondre aux besoins croissants de la population.

Le choix s'est porté sur le recours aux ressources souterraines à travers la mise en place de forages.

Ce travail est structuré en six chapitres :

- Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude et estimation des besoins en eau pour chaque village concerné.
- Chapitre 2 : Dimensionnement des réservoirs de stockage.
- Chapitre 3 : Dimensionnement technico-économique du réseau d'adduction.
- Chapitre 4 : Sélection des pompes à l'aide du catalogue numérique CAPRARI.
- Chapitre 5 : Étude des risques liés au coup de bélier et identification des solutions de protection adaptées.
- Chapitre 6 : Mise en place d'une plateforme SIG résumant et intégrant les résultats des chapitres précédents.

On terminera l'étude par une conclusion générale.

Chapitre 1
Présentation du site et
estimation des besoins

1.1 Introduction

La présentation du site constitue une étape préalable essentielle à toute étude technique. Cette étude s'inscrit dans le cadre du projet d'alimentation en eau potable de la commune de Boudjellil à partir des forages, afin de satisfaire ces besoins en eau à long terme (horizon 2055), pour ce faire il est indispensable de connaître les caractéristiques du site ainsi que les différents facteurs susceptibles d'influencer la conception et la mise en œuvre du projet.

1.2 Présentation du site

La commune de Boudjellil, située dans le sud-ouest de la wilaya de Bejaia, est une région riche en paysages naturels et en patrimoine culture Kabyle. C'est l'une des trois communes qui compose le tribut historique d'Ath Abbès avec Ait rzine et Ighil Ali, le village de Boudjellil et ses environs sont marqués par une culture kabyle authentique, il est composée de plusieurs villages.

Elle s'étend sur une superficie de 99,85km² est la plus grande commune de la wilaya de Bejaïa, avec une densité de 115 habitants/km², elle fait partie de la daïra de Tazmalt [1].

1.2.1 Situation géographique de la zone d'étude

La commune de Boudjellil est localisée dans la vallée de la Soummam dans la partie méridionale du Djurdjura à l'extrême sud-ouest de la wilaya de Bejaia, elle est frontalière de deux autres wilaya : Bouira et Bordj Bou Arreridj, elle est limitée par [1] :

- Au Nord : la commune de Tazmalt ;
- A l'Est : les communes d'Ait Rzine et Ighil Ali ;
- Au Sud : encore la commune d'Ighil Ali ;
- Au l'Ouest : les communes de Chorfa et Ath Mansour (wilaya de Bouira) ;
- Au Sud-Ouest : Ouled Sidi Brahim (wilaya de Bordj Bou Arreridj).



Figure 1.1 : Carte de situation de la zone d'étude.

1.2.2 Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique de la commune de Boudjellil se compose en deux types de cours d'eau, classés selon leur débit et leur importance hydrologique :

- **Les cours d'eau principaux :** l'oued Sahel et l'oued Merighe sont les principaux cours d'eau traversant la commune, ils sont alimentés par plusieurs petits oueds prenant leur source dans les hauteurs des montagnes et s'écoulant vers la mer, leur alluvion favorisant la formation de nappe phréatique importantes et accessibles, essentielles pour l'approvisionnement en eau.
- **Les cours d'eau secondaires :** Ils constituent la majorité du réseau hydrographique de la commune, ce sont principalement des ruisseaux et petits oueds temporaires, dépendant des précipitations et des variations saisonnières [2].

1.2.3 Situation climatique

La commune de Boudjellil est influencée par un climat de la méditerranée à tendance semi-aride due à sa faible pluviométrie [1] :

- Été très chauds et secs ;
- Hiver doux avec quelques petites pluies ;
- Printemps et automnes agréables ;

1.2.3.1 Pluviométrie

L'analyse des précipitations montre une nette différence entre les mois les plus pluvieux et les plus secs.

- Les mois de janvier et février avec respectivement 70 mm et 65 mm de pluie, sont les plus humides donnant une moyenne de 67,5 mm pour cette période.
- A l'opposé les mois de juin et juillet avec seulement 13mm et 2mm de précipitation, sont les plus secs avec une moyenne de 7,5 mm.

Cette forte variation entre les saisons souligne un climat marqué par des hivers pluvieux et des étés très arides [3].

1.2.3.2 Température

Les données disponibles sur les températures mensuelles, sont présentées dans le tableau (1.1) suivant [2] :

Tableau 1.1 : Températures mensuelles maximales, minimales, moyennes.

	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Tmax(°c)	17,1	18	21,3	32,1	28,2	33,3	38,7	39,8	37,1	28,4	24,9	22,3
Tmin(°c)	1,4	2,3	2,4	3,1	5,1	8,1	9,1	11,7	10,5	7,8	4,1	2,4
Tmoy(°c)	8,6	9,2	10,6	13,0	16,8	22,1	26,1	26,4	22,5	17,5	12,6	9,8

1.2.3.3 Le vent dominant

La vitesse moyenne du vent à Boudjellil est plus faible en hiver et au printemps (5,6 à 6,6 km/h), augmente légèrement en été (7,3 à 8,4 km/h en aout) puis redescend en automne et en hiver (5,9 km/h en décembre). Des rafales maximales de 48-49 km/h ont été enregistrées en février 2002 et mars 2013 [3].

1.2.4 Situation topographique

Topographiquement la commune de Boudjellil se distingue par [4] :

- Un relief irrégulier et accidenté.
- Une altitude variante entre 350 m dans les zones les plus basses et environ 650 m au niveau des hauteurs.
- Un paysage marqué par la présence de chaines montagneuses et de vastes étendues forestières.

1.2.5 La situation des ressources en eau

- **Les eaux souterraines :** Les forages, les sources, et les puits constituent l'ensemble des eaux souterraines, totalisant un débit de 135 l/s [5].
- **Les forages :** Le nombre de forages sur le territoire de la commune de Boudjellil est de 10 [4].

Tableau 1.2 : Tableau des forages.

Village	Nombre de forages	Q _{Total} (l/s)	Villages alimentés
Chef-lieu	2	50	- Boudjellil - Douar Tigrine
Aftis	2	21	- Aftis - Larebaa taqdimt
Douar Tazmalt	2	33	- Ouled Allouane - Ouled Dassen - Ouled Saida - Ait Hlassa -Taourirt – Tansawt
Beni Mensour	1	23	- Beni mensour
Ain El Bir	1	8	- Ain El bir

- **Les puits** : un puits traditionnel situé dans le village de Metchike présente un faible débit de 3 l/s.

1.3 Estimation de la population

Estimation des besoins en eau à différents horizons repose sur l'évolution démographique de la population. Cette évolution est modélisée à l'aide de la formule des accroissements géométriques, intégrant les taux de natalité et de mortalité pour projeter la croissance future [2]. Elle se présente comme suit :

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

Avec

- **P_n** : Population à l'horizon d'étude. ;
- **P_r** : Population de l'année de référence (2024) [5] ;
- **T_a** : Taux d'accroissement annuel de la population en % (Moyen terme $T = 1,2\%$, long terme $T = 1,1\%$) ;
- **n** : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Les horizons de calcul considérés sont : (On prend chef-lieu par exemple).

- **Actuel : 2025 (une durée de 1 année) :**

$$P_{2025} = P_{2024} (1 + 0.012)^1 = 3812,2 \text{ hab.}$$

- **Long terme : 2055 (une durée de 30 ans) :**

$$P_{2055} = P_{2025} (1+0.011)^{30} = 5293,1\text{hab.}$$

La répartition et l'évolution démographique pour l'horizon 2055 sont représentées dans le tableau (1.3) ci dessous :

Tableau 1.3 : Estimation de la population à l'horizon futur (2055)

Les villages	Nombre d'habitants		
	2024	2025	2055
Chef-lieu	3767	3812,2	5293,1
Aftis	2397	2425,8	3368,1
Douar Tazmalt	1582	1601	2222,9
Larebaa Taqdimt	716	724,6	1006,1
Ain El Bir	554	560,6	778,4
Beni Mensour	2602	2633,2	3656,1
Douar Tigrine	744	752,9	1045,4
Total	12362	12510,3	17370,1

1.4 Estimation des besoins en eau de la population

1.4.1 Dotation

La dotation journalière correspond à la quantité moyenne d'eau consommée par habitant chaque jour, exprimée en litres par jour et par habitant (l/j/hab). Elle varie en fonction de plusieurs facteurs notamment la localisation géographique, le climat et la densité de la population.

Quant à la dotation domestique, elle représente l'eau utilisée pour les besoins quotidiens des ménages incluant :

- **La consommation** : l'eau destinée à la boisson et à la préparation des repas.
- **L'hygiène** : couvrant l'ensemble des besoins liés à la propreté personnelle et domestique.

- **Les usages de confort** : tels que le lavage des véhicules, l'arrosage des espaces verts,... etc.

Dans le cadre du dimensionnement du réseau à l'horizon d'étude, une dotation de 200l/j/h sera retenue, conformément aux prévisions de développement en cours dans la commune (Tableau 1.4) [5].

Tableau 1.4 : Norme de la dotation domestique

Années	2024	2025	2055
Dotation (l/j/hab)	150	150	200

1.4.2 Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est déterminée en prenant en compte les différentes catégories d'usages, notamment :

- Les besoins domestiques ;
- Les usages socioculturels ;
- Les établissements scolaires ;
- L'arrosage des espaces verts ;
- Les besoins administratifs,... etc

La consommation moyenne journalière d'une population est calculée selon la formule suivante :

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

Avec :

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

1.5 Les différents types de besoins

1.5.1 Besoins domestiques

Les besoins en eau potable pour chaque village de la commune peuvent être estimés à l'aide de l'équation suivante [5] :

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

Les besoins domestiques sont détaillés dans le tableau (1.5) ci-après :

Tableau 1.5 : Besoins domestiques.

Les villages	Nombre habitants		Besoins (m ³ /j)		Besoins (l/s)	
	2025	2055	2025	2055	2025	2055
Chef-lieu	3812,2	5293,1	571,83	1058,62	6,62	12,25
Aftis	2425,8	3368,1	363,87	673,62	4,21	7,80
Douar Tazmalt	1601	2222,9	240,15	444,58	2,78	5,15
LarebaaTaqdimt	724,6	1006,1	108,69	201,22	1,26	2,33
Ain El bir	560,6	778,4	84,09	155,68	8,49	1,80
Beni Mensour	2633,2	3656,1	394,98	731,22	0,93	8,46
Douar Tigrine	752,9	1045,4	40,08	209,08	4,57	2,42
Total	12510,3	17370,1	1803,69	3474,02	28,86	40,21

1.5.2 Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont détaillés dans le tableau (1.6).

Tableau 1.6 : Besoins sanitaires.

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Chef-lieu	1 polyclinique	125	40	5	0,058
	1 pharmacie	20	5	0,1	0,001
Aftis	1 sale de soin	5	10	0,05	0,001
Douar Tazmalt	1 sale de soin	5	10	0,05	0,001
Beni Mensour	1 polyclinique	80	40	3,2	0,037

Douar Tigrine	1 salle de soin	5	10	0,05	0,001
Total				8,45	0,099

1.5.3 Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont détaillés dans le tableau (1.7).

Tableau 1.7 : Besoins scolaires

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Chef-lieu	1 Primaire	300	15	4,5	0,05
	1 CEM	500	15	7,5	0,09
	1 Lycée	450	15	6,75	0,08
Aftis	1 Primaire	200	15	3,00	0,03
Douar Tazmalt	2 Primaires	250	15	3,75	0,04
Ain El Bir	1 Primaire	200	15	3,00	0,03
Beni Mensour	1 CEM	350	15	5,25	0,06
Douar Tigrine	1 Primaire	120	15	1,8	0,02
Total				35,55	0,4

1.5.4 Besoins socio-culturels

Les besoins socio-culturels sont détaillés dans le tableau (1.8).

Tableau 1.8: socio-culturels

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Chef-lieu	1 maison de jeune	250	10	2,5	0,03
	3 Mosquées	300	20	6	0,07
Aftis	1 Mosquée	100	20	2	0,02
Douar Tazmalt	7 Mosquées	700	20	14	0,16
Ain El Bir	1 Mosquée	100	20	2	0,02
Beni Mensour	1 Mosquée	100	20	2	0,02
Douar Tigrine	3 Mosquées	300	20	6	0,07
Total				34,5	0,39

1.5.5 Besoins sportifs

Les besoins sportifs sont détaillés dans le tableau (1.9).

Tableau 1.9 : Besoins sportifs

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Chef-lieu	1 stade	600	10	6	0,07
Beni Mensour	1 stade	500	10	5	0,06
Douar Tigrine	1 salle de sport	200	10	2	0,02
Total				13	0,15

1.5.6 Besoins industriels

Les besoins industriels sont détaillés dans le tableau (1.10).

Tableau 1.10 : Besoins industriels

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Beni Mensour	1 usine	250	5000	1250	14,47
Total				1250	14,47

1.5.7 Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux sont détaillés dans le tableau (1.11).

Tableau 1.11 : Besoins commerciaux

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Chef-lieu	3 Superettes	45	500	22,5	0,26
	4 cafétérias	60	500	30	0,35
	2 fast Food	15	500	7,5	0,08
	1 pâtisserie	5	500	2,5	0,03
	10 boutiques	20	500	10	0,12
Aftis	1 Cafétéria	10	500	5	0,06
	1 Fast food	4	500	2	0,02
	2 restaurants	10	500	5	0,06
	1 supérette	8	500	4	0,05
Douar Tazmalt	6 supérettes	30	500	15	0,17
Larebaa Taqdimt	2 cafétérias	16	500	8	0,09
	2 superettes	12	500	6	0,07
Ain El Bir	1 Cafétéria	10	500	5	0,06
Beni Mensour	10 superettes	40	500	20	0,23
	1 Boucherie	3	500	1,5	0,02
	3 cafétérias	18	500	9	0,10
Douar Tigrin	3 supérettes	15	500	7,5	0,09
	1 cafétéria	8	500	4	0,05

Total	164,5	1,91
--------------	--------------	-------------

1.5.8 Besoins administratifs

Les besoins administratifs sont détaillés dans le tableau (1.12).

Tableau 1.12 : Besoins administratifs

Villages	Équipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Chef-lieu	Poste	15	15	0,225	0,003
	APC	250	15	3,750	0,043
Aftis	Annexe administrative	60	15	0,90	0,010
Douar Tazmalt	Annexe administrative	50	15	0,75	0,009
	Poste	20	15	0,30	0,004
Beni Mensour	Gendarmerie nationale	50	15	0,75	0,009
	Poste	10	15	0,15	0,002
	Annexe administrative	40	15	0,60	0,007
	Gare routière	40	15	0,60	0,007
Douar Tigrine	Annexe administrative	25	15	0,375	0,004
Total				8,4	0,098

1.5.9 Besoins des cheptels

Les besoins des cheptels sont détaillés dans le tableau (1.13).

Tableau 1.13 : Besoins cheptels

Villages	Cheptels	Nombre de têtes	Dotation (l/j/eff)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Chef-lieu	Bovins, Ovins, Aviculture, Apiculture, Caprine	1000	30	30	0,347
Aftis	Bovins, Ovins, Aviculture, Apiculture, Caprine	2500	30	75	0,868
Douar Tazmalt	Bovins, Ovins, Aviculture, Apiculture, Caprine	3000	30	90	1,042
Larebaa Taqdimt	Bovins, Ovins, Aviculture, Apiculture, Caprine	2000	30	60	0,694
Ain El Bir	Bovins, Ovins, Aviculture, Apiculture, Caprine	3000	30	90	1,042
Beni Mensour	Bovins, Ovins, Aviculture, Apiculture, Caprine	1500	30	45	0,521
Douar Tigrine	Bovins, Ovins, Aviculture, Apiculture, Caprine	2000	30	60	0,694
Total				450	5,208

1.6 Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur

En tenant compte des besoins domestiques actuels ainsi que des équipements existants dans chaque village, il est possible d'estimer les futurs besoins en équipement. Ces besoins évolueront au fil du temps selon la relation suivante :

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

Avec :

- $Q_{\text{équi actuel}}$: Besoins d'équipements en 2025 (m³/j) ;
- $Q_{\text{équi futur}}$: Besoins d'équipements en 2055 (m³/j) ;
- $Q_{\text{dom actuel}}$: Besoins domestiques en 2025 (m³/j) ;

- $Q_{dom\ futur}$: Besoins domestiques en 2055 (m^3/j) ;

Les résultats sont regroupés dans le tableau (1.14) suivant :

Tableau 1.14 : Estimation des différents besoins pour l'horizon futur (2055).

Les villages	Besoins domestiques Q_{dom} (m^3/j)		Besoins d'équipement Q_{equi} (m^3/j)		$Q_{dom} + Q_{equi}$ (m^3/j)	
	2025	2055	2025	2055	2025	2055
Chef-lieu	571,83	1058,62	144,83	268,12	716,66	1326,74
Aftis	363,87	673,62	96,95	179,48	460,82	853,1
Douar Tazmalt	240,15	444,58	123,85	229,28	364	673,86
Larebaa Taqdimt	108,69	201,22	74	137	182,69	338,22
Ain El Bir	84,09	155,68	100	185,13	184,09	340,81
Beni Mensour	394,98	731,22	1343,05	2486,37	1738,03	3217,59
Douar Tigrine	40,08	209,08	81,73	426,35	121,81	635,43
Total	1803,69	3474,02	1964,41	3911,73	3768,1	7385,75

1.7 Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj,j}$

Les fuites dans les réseaux d'adduction et de distribution dépendent du type de conduite, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien. Pour garantir une couverture adéquate de la consommation journalière, une majoration de 20% est appliquée aux réseaux neufs, ainsi :

$$Q_{maj,j} = 1.2 \times (Q_{dom} + Q_{equi} \text{ (} m^3/j \text{)}) \quad (1.5)$$

Avec :

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

Le tableau (1.15) suivante regroupe les résultats du calcul :

Tableau 1.15 : La consommation moyenne journalière majorée.

Les villages	Q _{dom} + Q _{équi} (m ³ /j)		Q _{maj,j} (m ³ /j)	
	2025	2056	2025	2056
Chef-lieu	716,66	1326,74	859,99	1592,09
Aftis	460,82	853,1	552,98	1023,72
Douar Tazmalt	364	673,86	436,8	808,63
Larebaa Taquadimt	182,69	338,22	219,23	405,86
Ain El Bir	184,09	340,81	220,91	408,97
Beni Mensour	1738,03	3217,59	2085,64	3861,11
Douar Tirgine	121,81	635,43	146,17	762,52
Total	3768,1	7385,75	4521,72	8862,9

1.8 Consommation maximale journalière Q_{max,j}

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

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

Avec :

- **Q_{max,j}** : Le débit maximal journalier (m³/j).
- **K_{max,j}** : Le 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 :

$$Q_{\max,j} = 1,3 \times Q_{\max,j}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau (1.16) :

Tableau 1.16 : Consommation maximale journalière

Les villages	$Q_{maj,j}$ (m ³ /j)		$Q_{max,j}$ (m ³ /j)	
	2025	2055	2025	2055
Chef-lieu	859,99	1592,09	1117,99	2069,72
Aftis	552,98	1023,72	718,87	1330,84
Douar Tazmalt	436,8	808,63	567,84	1051,22
Larebaa Taquadimt	219,23	405,86	285	527,62
Ain El Bir	220,91	408,97	287,18	531,66
Beni Mensour	2085,64	3861,11	2711,33	5019,44
Douar Tirgine	146,17	762,52	190,02	991,28
Total	4521,72	8862,9	5878,24	11521,77

1.9 Variation de la consommation horaire

Le débit d'eau fluctue tout au long de la journée, suivant des variations horaires définies par le coefficient de variation horaire. De plus la consommation journalière ne suit pas un rythme régulier sur 24 heures, ce qui est représenté par le coefficient d'irrégularité $K_{max,h}$ et $K_{min,h}$, tel que :

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

Avec :

- $Q_{max,h}$: Débit maximum horaire (m³/h) ;
- $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ;
- $K_{max,h}$: Coefficient de variation maximale horaire ;
- $Q_{min,h}$: Débit minimale horaire (m/h) ;
- $Q_{min,j}$: Débit minimale journalier (m³/j) ;
- $K_{min,h}$: Coefficient de variation minimale horaire ;

On a aussi :

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

Avec :

- α : Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, il est compris entre 1.2 et 1.3, on prend $\alpha_{\max} = 1.3$.
- β : coefficient qui varie en fonction de nombre d'habitant représenté dans le tableau (1.16) suivante :

Tableau (1.16) : variation des valeurs de β_{\max}

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

A partir de tableau (1.16) ci-dessus, on détermine les valeurs de β_{\max} ainsi que le coefficient $K_{\max.h}$.

Ces données permettent d'estimer les valeurs de $Q_{\text{moy.h}}$ et $Q_{\text{max.h}}$ pour l'horizon actuel (2025) et futur (2055), les résultats obtenus sont présentés dans les tables (1.17) et (1.18).

Tableau 1.17 : Représentation des valeurs de β_{\max} , $K_{\max.h}$, $Q_{\text{moy.h}}$ et $Q_{\text{max.h}}$ pour l'horizon actuel.

Villages	Nombre d'habitants	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max.h}$	$Q_{\text{moy.h}}$ (m ³ /h)	$Q_{\text{max.h}}$ (m ³ /h)
Chef-lieu	3812	1,3	1,55	1,89	46,58	88,04
Aftis	2425	1,3	1,65	2,15	29,95	64,39
Douar Tazmalt	1601	1,3	1,75	2,28	23,66	53,94
Larebaa Taqdimt	724	1,3	2	2,6	11,88	30,89
Ain El Bir	560	1,3	2	2,6	11,97	31,12
Beni Mensour	2633	1,3	1,59	2,07	112,97	233,85
Douar Tirgine	752	1,3	2	2,6	7,92	20,59
Total	12507				244,93	522,82

Tableau 1.18 : Représentation des valeurs de β_{\max} , $K_{\max.h}$, $Q_{\text{moy.h}}$ et $Q_{\max.h}$ pour l'horizon Futur

Villages	Nombre d'habitants	α_{\max}	B_{\max}	$K_{\max.h}$	$Q_{\text{moy.h}}(\text{m}^3/\text{h})$	$Q_{\max.h}(\text{m}^3/\text{h})$
Chef-lieu	5293	1,3	1,45	1,89	86,24	162,99
Aftis	3368	1,3	1,55	2,02	55,45	112,01
Douar Tazmalt	2222	1,3	1,7	2,21	43,80	96,80
Larebaa Taqdimt	1006	1,3	1,9	2,47	21,98	54,29
Thala El bir	778	1,3	2	2,6	22,15	57,59
Beni Mensour	3656	1,3	1,54	2	209,14	418,28
Douar Tirgin	1045	1,3	1,9	2,47	41,30	102,01
Totale	17368				480,06	1003,97

1.10 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la commune de Boudjellil, ce qui nous a permis de mieux connaître ses principales caractéristiques ainsi que ses ressources en eau, nous avons également évalué les besoins en eau potable des différents villages en tenant compte des diverses catégories de consommation. Cette analyse a servi de base pour le dimensionnement des ouvrages de stockage et de transport d'eau. Le débit maximum journalier est de 11521,77 m³/j avec un nombre de population de 17368 hab.

Chapitre 2
Les réservoirs

2.1 Introduction

Les réservoirs d'eau sont des ouvrages hydrauliques essentiels dans les systèmes d'alimentation en eau potable, ils assurent le stockage temporaire de l'eau entre la phase de production et celle de la distribution, placés généralement en hauteur pour permettre une distribution gravitaire.

Dans ce chapitre, nous allons aborder le dimensionnement des réservoirs, ces ouvrages permettent de :

- Assurer une production continue malgré les variations de la demande.
- Maintenir une pression suffisante et régulière dans le réseau.
- Servir de tampon entre la production et la consommation.
- Eviter les démarrages fréquents des pompes et les protéger.
- Stocker l'eau excédentaire lorsque la consommation est faible et la restituer en période de forte demande.
- Constituer une réserve pour les besoins en cas d'incendie.
- Garantir la continuité de distribution en cas d'arrêt de pompage ou l'incident sur les conduites.
- Protéger l'eau contre la pollution et les variations de température.
- Réduire la consommation d'électricité en stockant l'eau pendant les heures creuses.

2.2 Classification des réservoirs

Selon la nature des matériaux utilisés, on distingue plusieurs types de réservoirs [6] :

- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé (ordinaire ou précontraint).

En fonction de leur implantation sur le terrain, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Surélevés, installés sur une tour.

Enfin, d'un point de vue esthétique ils peuvent être :

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

2.3 Caractéristiques des réservoirs de la région d'étude

2.3.1 L'implantation

Lors de choix de l'implantation d'un réservoir il est essentiel de prendre en compte plusieurs conditions, notamment :

- Possibilité d'alimentation gravitaire de l'agglomération.
- Site permettant la construction du réservoir.
- Implantation possible à proximité des stations de reprise.

2.3.2 Choix de type de réservoir

Lorsqu'il est possible, il est préférable d'opter pour un réservoir enterré ou légèrement surélevé plutôt qu'un réservoir sur tour. Ces types offrent plusieurs avantages [6]:

- Un cout de construction réduit.
- Une conception architecturale plus simple.
- Une étanchéité plus facile à assurer.
- Une meilleure conservation de l'eau a température constante.

2.3.3 Les Equipement des réservoirs

Chaque compartiment d'un réservoir doit être équipé d'une conduite d'alimentation, d'une conduite de distribution, d'une conduite de vidange ainsi que d'une conduite de trop-plein. Les aménagements spécifiques liés à la réserve incendie ne changent pas ces principes ils ne constituent que des ajustements de détail. Par ailleurs les canalisations traversant les parois du réservoir doivent passer par des gaines étanches. Les équipements d'un réservoir sont présenter dans la figure suivante [6].

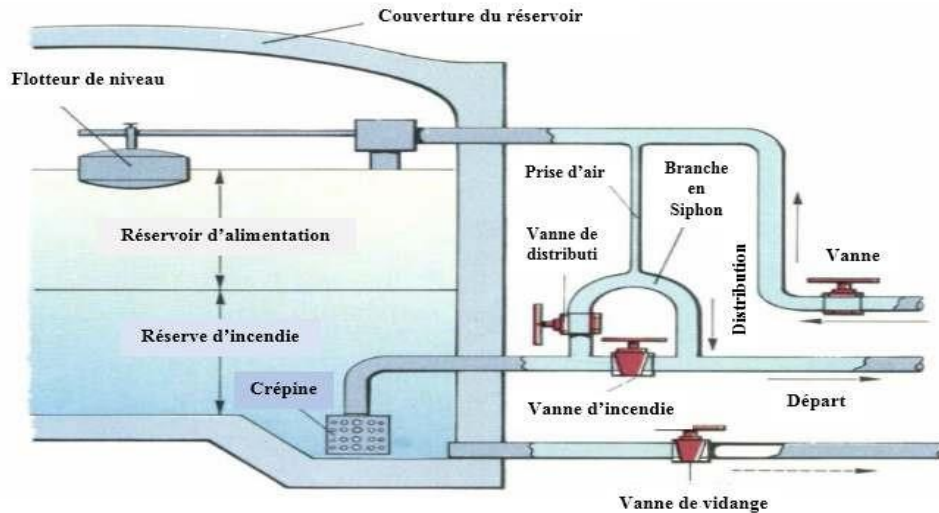


Figure 2.1 : Equipements d'un réservoir d'eau potable.

2.4 Capacité d'un réservoir

La capacité d'un réservoir doit être suffisante pour couvrir les besoins journaliers de la population alimentée, tout en intégrant une réserve d'incendie de 100 à 150 m³, cette capacité varie selon la taille de l'agglomération, les habitudes de consommation et des éventuelles variations de débit. En général, la hauteur d'eau est de 5 à 6 m, et peut aller jusqu'à 10 m dans les grandes agglomérations, il est important que l'eau ne reste pas plus de 48h pour éviter sa stagnation, le volume peut être stocké dans un ou plusieurs réservoirs ou dans un seul compartiment pour assurer la distribution en cas de nettoyage ou de réparation [6].

2.5 Description du schéma synoptique

La commune de Boudjellil est alimentée à partir des forages souterrains, L'organisation de son réseau d'alimentation en eau potable est répartie en quatre chaînes principales qui assurent l'alimentation de cette commune.

- **La chaîne du chef-lieu :** A partir de deux forages situés à Tamatta (25 l/s) et Douar Tigrine (20 l/s) l'eau captée est refoulée vers les deux réservoirs du chef-lieu (500 m³) et Tamatta (2×75 m³), le réservoir Tamatta assure l'adduction par gravité vers le réservoir d'Ath wihdan (100 m³), et le réservoir d'Ath wihdan qui refoule l'eau vers le réservoir Hamada (30 m³).
- **La chaîne d'Ain el Bir :** A partir de deux forages, le forage d'Ain el Bir (8 l/s) refoule l'eau vers le réservoir d'Ain el Bir (100 m³), et le forage de Toghza (15 l/s) assure l'adduction par gravité vers le réservoir de Beni Mensour (200 m³).

- **La chaîne de Douar Tazmalt :** A partir de deux forages refoulant l'eau vers le réservoir de Douar Tazmalt (300m³) et par refoulement transfère l'eau vers le réservoir d'Oulad Dassen et aussi vers les deux réservoirs de Taourirt.
- **La chaîne d'Aftis :** Le forage Aftis (15 l/s), il assure l'adduction vers le réservoir d'Aftis (150 m³) par gravité.

2.6 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 :

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

D'où :

- V_T : volume total du réservoir (m³).
- V_{inc} : volume d'incendie = 120 m³.
- V_{\max} : volume maximal de stockage pour la consommation en (m³), 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 (m³/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.

2.6.1 Dimensionnement du réservoir de Boudjellil (chef-lieu)

Le réservoir chef-lieu est alimenté par refoulement à partir de forage Tamatta la en transférant l'eau vers Boudjellil avec un débit de 2069,72m³/j pour une population de 5293 habitants K_{max.h}= 1,90.

Les résultats sont représentés dans la table (2.1).

Tableau 2.1 – Dimensionnement du réservoir chef-lieu.

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 – 1	0	0.85		-0,85	-0,85
1 – 2	0	0.85		-0,85	-1,7
2 – 3	5	0.85	4,15		2,45
3 – 4	5	1.00	4		6,45
4 – 5	5	2.70	2,3		8,75
5 – 6	5	4.70	0,3		9,05
6 – 7	5	5.35		-0,35	8,7
7 – 8	5	5.85		-0,85	7,85
8 – 9	5	4.50	0,5		8,35
9 – 10	5	4.20	0,8		9,15
10 – 11	5	5.50		-0,5	8,65
11 – 12	5	7.50		-2,5	6,15
12 – 13	5	7.90		-2,9	3,25
13 – 14	5	6.35		-1,35	1,9
14 – 15	5	5.20		-0,20	1,7
15 – 16	5	4.80	0,20		1,9
16 – 17	5	4.00	1		2,9
17 – 18	5	4.50	0,5		3,4
18 – 19	5	6.20		-1,2	2,2
19 – 20	5	5.70		-0,7	1,5
20 – 21	5	5.50		-0,5	1
21 – 22	5	3.00	2		3
22 – 23	0	2.00		-2	1
23 – 24	0	1.00		-1	0
Total	100	100			

D'après le tableau (2.1) ci-dessus :

- **Résidu maximal :**

$$P_{\max} = |R^{+}_{\max}| + |R^{-}_{\max}| = |9,15| + |-1,7|$$

$$P_{\max} = 10,85\%$$

- **Volume total :**

$$V_T = V_U + V_{\text{inc}} = [(2069,72 \times 10,85) / 100] + 120$$

$$V_T = 344,56 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume normalisé : } 400 \text{ m}^3$$

- **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 (m³).
- **S_r** : surface du réservoir (m²).
- **H_r** : hauteur du réservoir (m).
- **D_r** : diamètre du réservoir (m).

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 344,56}{4 \times \pi} \right]} \Rightarrow D_r = 10,46 \text{ m}$$

- **Hauteur d'incendie :**

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

Avec :

- **H_{inc}** : hauteur d'incendie (m).
- **V_{inc}** : volume d'incendie (m³).

$$H_{\text{inc}} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{10,46^2 \times \pi} \right]} \Rightarrow H_{\text{inc}} = 1,18 \text{ m}$$

Remarque : La capacité du réservoir chef-lieu est de 400m³ est ainsi insuffisante.

2.6.2 Dimensionnement du réservoir de Douar Tigrine

Le réservoir de Douar Tigrine est alimenté par refoulement à partir de forage de Douar Tigrine, il assure l'adduction par refoulement vers le réservoir d'Ath ouihdan avec un débit de 660,89m³/j avec 1045 habitants.

Les résultats sont représentés dans le tableau (2.2).

Tableau 2.2 : Dimensionnement du réservoir de Douar Tigrine.

Heures	Apport (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 – 1	0	4,16		-4,16	-4,16
1 – 2	0	4,16		-4,16	-8,32
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		8,34
22 – 23	0	4,17		-4,17	4,17
23 – 24	0	4,17		-4,17	0
Total	100	100			

- **Résidu maximal :**

$$P_{\max} = |R^{+}_{\max}| + |R^{-}_{\max}| = |8,34| + |-8,32|$$

$$P_{\max} = 16,66\%$$

- **Volume total :**

$$V_T = V_U + V_{\text{inc}} = [(660,89 \times 16,66)/100] + 120$$

$$V_T = 230,10 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume normalisé : } 250 \text{ m}^3$$

Remarque : Le réservoir existant a une capacité de $2 \times 75 \text{ m}^3$ donc on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de 100 m^3

- **Diamètre du réservoir :**

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 230,10}{4 \times \pi} \right]} \Rightarrow D_r = 8,56 \text{ m}$$

- **Hauteur d'incendie:**

$$H_{\text{inc}} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{8,56^2 \times \pi} \right]} \Rightarrow H_{\text{inc}} = 1,44 \text{ m}$$

2.6.3 Dimensionnement du réservoir d'Ath Ouïhdan

Le réservoir est alimenté par refoulement à partir du réservoir de Douar Tigrine, il assure l'adduction vers le réservoir de Hamda et la distribution vers le village d'Ath Ouïhdan avec un débit de $330,39 \text{ m}^3/\text{j}$ et une population de 353 habitants avec $K_{\max, h} = 2,5$.

Les résultats sont représentés dans le tableau (2.3).

Tableau 2.3 : Dimensionnement du réservoir d'Ath Ouïhdan.

Heures	Apport (%)	Adduction %	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 – 1	0	2,78	0,20		-2,98	-2,98
1 – 2	0	2,78	0,20		-2,98	-5,96
2 – 3	5	2,78	0,40	1,82		-4,14
3 – 4	5	2,78	0,67	1,55		-2,59
4 – 5	5	2,78	1,17	1,05		-1,54
5 – 6	5	2,78	1,17	1,05		-0,49
6 – 7	5	2,78	1,50	0,72		0,23
7 – 8	5	2,78	3,40		-1,18	-0,95
8 – 9	5	2,78	2,93		-0,71	-1,66

9 – 10	5	2,78	2,17	0,05		-1,61
10 – 11	5	2,78	1,37	0,85		-0,76
11 – 12	5	2,78	1,37	0,85		0,09
12 – 13	5	2,78	1,17	1,05		1,14
13 – 14	5	2,78	1,17	1,05		2,19
14 – 15	5	2,78	1,57	0,65		2,84
15 – 16	5	2,78	2,07	0,15		2,99
16 – 17	5	2,78	3,47		-1,25	1,74
17 – 18	5	2,78	3,13		-0,91	0,83
18 – 19	5	2,78	2,43		-0,21	0,62
19 – 20	5	2,77	0,53	1,7		2,32
20 – 21	5	2,77	0,53	1,7		4,02
21 – 22	5	2,77	0,33	1,9		5,92
22 – 23	0	2,77	0,20		-2,97	2,97
23 – 24	0	2,77	0,20		-2,97	0
Total	100	66,67	33,33			

- **Résidu maximal :**

$$P_{\max} = |R^{+}_{\max}| + |R^{-}_{\max}| = |5,92| + |-5,96|$$

$$P_{\max} = 11,88\%$$

- **Volume total :**

$$V_T = V_U + V_{\text{inc}} = [(330,39 \times 11,88)/100] + 120$$

$$V_T = 159,25 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume normalisé : } 200 \text{ m}^3$$

Remarque : Le réservoir existant a une capacité de 100 m^3 , donc on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de 100 m^3 .

- **Diamètre du réservoir :**

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 159,25}{4 \times \pi} \right]} \Rightarrow D_r = 7,12 \text{ m}$$

- **Hauteur d'incendie :**

$$H_{\text{inc}} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{7,12^2 \times \pi} \right]} \Rightarrow H_{\text{inc}} = 1,74 \text{ m}$$

2.6.4 Dimensionnement du réservoir de Hamda

Le réservoir est alimenté par refoulement à partir de réservoir d'Ath Ouïhan il assure la distribution vers le village de Hamda avec un débit de 198,27 m³/j et un nombre d'habitant de 704 habitants et $K_{\max.h} = 2,5$.

Les résultats sont représentés dans le tableau (2.4).

Tableau 2.4 : Dimensionnement du réservoir de Hamda

Heures	Apport (%)	Distributions (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 – 1	0	0.60		-0,6	-0,6
1 – 2	0	0.60		-0,6	-1,2
2 – 3	5	1.20	3,8		2,6
3 – 4	5	2.00	3		5,6
4 – 5	5	3.50	1,5		7,1
5 – 6	5	3.50	1,5		8,6
6 – 7	5	4.50	0,5		9,1
7 – 8	5	10.20		-5,2	3,9
8 – 9	5	8.80		-3,8	0,1
9 – 10	5	6.50		-1,5	-1,4
10 – 11	5	4.10	0,9		-0,5
11 – 12	5	4.10	0,9		0,4
12 – 13	5	3.50	1,5		1,9
13 – 14	5	3.50	1,5		3,4
14 – 15	5	4.70	0,3		3,7
15 – 16	5	6.20		-1,2	2,5
16 – 17	5	10.40		-5,4	2,9
17 – 18	5	9.40		-4,4	-7,3
18 – 19	5	7.30		-2,3	-9,6
19 – 20	5	1.60	3,4		-6,2
20 – 21	5	1.60	3,4		-2,8
21 – 22	5	1.00	4		1,2
22 – 23	0	0.60		-0,6	0,6
23 – 24	0	0.60		-0,6	0
Total	100				

- **Résidu maximal :**

$$P_{\max} = |R^{+}_{\max}| + |R^{-}_{\max}| = |9,1| + |-9,6|$$

$$P_{\max} = 18,7 \%$$

- **Volume total :**

$$V_T = V_U + V_{inc} = [(198,27 \times 18,7) / 100] + 120$$

$$V_T = 157,08 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume normalisé : } 200 \text{ m}^3$$

Remarque : Le réservoir existant a une capacité de 30 m^3 , donc on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de 200 m^3

- **Diamètre du réservoir :**

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 157,08}{4 \times \pi} \right]} = > \quad D_r = 7,07 \text{ m}$$

- **Hauteur d'incendie:**

$$H_{inc} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{7,07^2 \times \pi} \right]} = > \quad H_{inc} = 3,06 \text{ m}$$

2.6.5 Dimensionnement du réservoir de Beni mensour

Le réservoir de Beni mensour est alimenté à partir du forage de Toghza il assure l'adduction gravitairement vers le village de Beni mensour avec un débit de $5019,44 \text{ m}^3/\text{j}$ pour une population de 3697 habitants et $K_{\max, h} = 2$.

Les résultats sont représentés dans le tableau (2.5).

Tableau 2.5 : Dimensionnement du réservoir Beni Mensour

Heures	Apport (%)	Distributions (%)	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	1.00	3.16		9.98
3 – 4	4,16	1.00	3.16		13.14
4 – 5	4,16	3.00	1.16		14.3
5 – 6	4.16	5.50		-1.34	12.96
6 – 7	4,16	5.50		-1.34	11.62
7 – 8	4,16	5.50		-1.34	10.28
8 – 9	4,17	3.50	0.67		10.95
9 – 10	4,17	3.50	0.67		11.62
10 – 11	4.17	6.00		-1.83	9.79
11 – 12	4,17	8.50		-4.33	5.46
12 – 13	4,17	8.50		-4.33	1.13
13 – 14	4,17	6.00		-1.83	-0.7
14 – 15	4,17	5.00		-0.83	-1.53
15 – 16	4.17	5.00		-0.83	-2.36

16 – 17	4,17	3.50	0.67		-1.69
17 – 18	4,17	3.50	0.67		-1.02
18 – 19	4,17	6.00		-1.83	-2.85
19 – 20	4,17	6.00		-1.83	-4.68
20 – 21	4,17	6.00		-1.83	-6.51
21 – 22	4,17	3.00	1.17		-5.34
22 – 23	4,17	2.00	2.17		3.17
23 – 24	4,17	1.00	3.17		0
Total	100		23.49	-23.49	

- **Résidu maximal :**

$$P_{\max} = |R^{+}_{\max}| + |R^{-}_{\max}| = |14,3| + |-6,51|$$

$$P_{\max} = 20,81\%$$

- **Volume total :**

$$V_T = V_U + V_{\text{inc}} = [(5019,44 \times 20,81)/100] + 120$$

$$V_T = 1164,55 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume normalisé : } 1500 \text{ m}^3$$

Remarque : Le réservoir existant à une capacité de 200 m³ (1300m³+200m³=1500m³) donc on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de 1500 m³ (Cette zone est une zone industrielle).

- **Diamètre du réservoir :**

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 1164,55}{4 \times \pi} \right]} \Rightarrow D_r = 19,26 \text{ m}$$

- **Hauteur d'incendie :**

$$H_{\text{inc}} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{19,26^2 \times \pi} \right]} \Rightarrow H_{\text{inc}} = 0,64 \text{ m}$$

2.6.6 Dimensionnement du réservoir d'Ain el Bir

Le réservoir d'Ain el Bir est alimenté par refoulement à partir du forage dd'Ain el Bir, il assure la distribution vers le village d'Ain el Bir avec un débit de 531,66 m³/j pour une population de 787 habitants et K_{max.h}= 2,5

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

Tableau 2.6: Dimensionnement du réservoir d'Ain El Bir.

Heures	Apport (%)	Distributions (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 – 1	0	0.60		-0,6	-0,6
1 – 2	0	0.60		-0,6	-1,2
2 – 3	5	1.20	3,8		2,6
3 – 4	5	2.00	3		5,6
4 – 5	5	3.50	1,5		7,1
5 – 6	5	3.50	1,5		8,6
6 – 7	5	4.50	0,5		9,1
7 – 8	5	10.20		-5,2	3,9
8 – 9	5	8.80		-3,8	0,1
9 – 10	5	6.50		-1,5	-1,4
10 – 11	5	4.10	0,9		-0,5
11 – 12	5	4.10	0,9		0,4
12 – 13	5	3.50	1,5		1,9
13 – 14	5	3.50	1,5		3,4
14 – 15	5	4.70	0,3		3,7
15 – 16	5	6.20		-1,2	2,5
16 – 17	5	10.40		-5,4	2,9
17 – 18	5	9.40		-4,4	-7,3
18 – 19	5	7.30		-2,3	-9,6
19 – 20	5	1.60	3,4		-6,2
20 – 21	5	1.60	3,4		-2,8
21 – 22	5	1.00	4		1,2
22 – 23	0	0.60		-0,6	0,6
23 – 24	0	0.60		-0,6	0
Total	100				

- **Résidu maximal :**

$$P_{\max} = |R^{+}_{\max}| + |R^{-}_{\max}| = |9,1| + |-9,6|$$

$$P_{\max} = 18,7\%$$

- **Volume total :**

$$V_T = V_U + V_{\text{inc}} = [(531,66 \times 18,7)/100] + 120$$

$$V_T = 219,42 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume normalisé : } 250 \text{ m}^3$$

Remarque : Le réservoir existant a une capacité de 100 m^3 , donc on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de 150 m^3 .

- **Diamètre du réservoir :**

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 219,42}{4 \times \pi} \right]} = > \quad D_r = 8,36 \text{ m}$$

- Hauteur d'incendie :

$$H_{inc} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{8,36^2 \times \pi} \right]} = > \quad H_{inc} = 1,48 \text{ m}$$

2.6.7 Dimensionnement du réservoir d'Aftis

Le réservoir d'Aftis est alimenté à partir de forage d'Aftis, il assure la distribution de l'eau gravitairement vers trois destinations avec un débit de 1330,84 m³/j pour une population de 3406 habitants et $K_{max.h} = 2$.

Les résultats sont représentés dans le tableau (2.7).

Tableau 2.7 : Dimensionnement du réservoir d'Aftis.

Heures	Apport (%)	Distributions (%)	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	1.00	3.16		9.98
3 – 4	4,16	1.00	3.16		13.14
4 – 5	4,16	3.00	1.16		14.3
5 – 6	4.16	5.50		-1.34	12.96
6 – 7	4,16	5.50		-1.34	11.62
7 – 8	4,16	5.50		-1.34	10.28
8 – 9	4,17	3.50	0.67		10.95
9 – 10	4,17	3.50	0.67		11.62
10 – 11	4,17	6.00		-1.83	9.79
11 – 12	4,17	8.50		-4.33	5.46
12 – 13	4,17	8.50		-4.33	1.13
13 – 14	4,17	6.00		-1.83	-0.7
14 – 15	4,17	5.00		-0.83	-1.53
15 – 16	4,17	5.00		-0.83	-2.36
16 – 17	4,17	3.50	0.67		-1.69
17 – 18	4,17	3.50	0.67		-1.02
18 – 19	4,17	6.00		-1.83	-2.85
19 – 20	4,17	6.00		-1.83	-4.68
20 – 21	4,17	6.00		-1.83	-6.51
21 – 22	4,17	3.00	1.17		-5.34
22 – 23	4,17	2.00	2.17		3.17
23 – 24	4,17	1.00	3.17		0
Total	100		23.49	-23.49	

- Résidu maximal :

$$P_{\max} = |R^{+\max}| + |R^{-\max}| = |14,3| + |-6,51|$$

$$P_{\max} = 20,81\%$$

- **Volume total :**

$$V_T = V_U + V_{\text{inc}} = [(1330,84 \times 20,81) / 100] + 120$$

$$V_T = 396,95 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume normalisé : } 400 \text{ m}^3$$

Remarque : Le réservoir existant a une capacité de 150 m³ donc on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de 250 m³

- **Diamètre du réservoir :**

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 396,95}{4 \times \pi} \right]} = > \quad D_r = 11,24 \text{ m}$$

- **Hauteur d'incendie :**

$$H_{\text{inc}} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{11,24^2 \times \pi} \right]} = > \quad H_{\text{inc}} = 1,10 \text{ m}$$

2.6.8 Dimensionnement du réservoir d'Oulad Dassen

Le réservoir d'Oulad Dassen assure la distribution par refoulement vers le village d'Oulad Dassen avec un débit de 527,62 m³/j pour une population de 2248 habitants et $K_{\max.h} = 2,00$.

Les résultats sont représentés dans la table (2.8) ci-après :

Tableau 2.8 : Dimensionnement du réservoir d'Oulad Dassen.

Heures	Apport (%)	Distribution %	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 – 1	0	0.75	-0,75		-0,75
1 – 2	0	0.75	-0,75		-1,5
2 – 3	5	1.00	4		2,5
3 – 4	5	1.00	4		6,5
4 – 5	5	3.00	2		8,5
5 – 6	5	5.50		-0,5	8
6 – 7	5	5.50		-0,5	7,5
7 – 8	5	5.50		-0,5	7
8 – 9	5	3.50	1,5		8,5
9 – 10	5	3.50	1,5		10
10 – 11	5	6.00		-1	9
11 – 12	5	8.50		-3,5	5,5
12 – 13	5	8.50		-3,5	2

13 – 14	5	6.00		-1	1
14 – 15	5	5.00			
15 – 16	5	5.00			
16 – 17	5	3.50	1,5		2,5
17 – 18	5	3.50	1,5		4
18 – 19	5	6.00		-1	3
19 – 20	5	6.00		-1	2
20 – 21	5	6.00		-1	1
21 – 22	5	3.00	2		3
22 – 23	0	2.00		-2	1
23 – 24	0	1.00		-1	0
Total	100				

- **Résidu maximal :**

$$P_{\max} = |10| + |-1,5|$$

$$P_{\max} = 11,5 \%$$

- **Volume total :**

$$V_T = V_U + V_{\text{inc}} = [(527,62 \times 11,5)/100] + 120$$

$$V_T = 180,68 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume normalisé : } 200 \text{ m}^3$$

Remarque : Le réservoir existant à une capacité de 300 m³ donc il est suffisant.

- **Diamètre du réservoir :**

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 180,68}{4 \times \pi} \right]} \Rightarrow D_r = 7,59 \text{ m}$$

- **Hauteur d'incendie:**

$$H_{\text{inc}} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{7,59^2 \times \pi} \right]} \Rightarrow H_{\text{inc}} = 1,63 \text{ m}$$

2.6.9 Dimensionnement du réservoir de Taourirt 1

Le réservoir assure la distribution vers le village de Taourirt avec un débit de 420,49 m³/j pour une population de 407,2 habitants et $K_{\text{max.h}} = 2,5$

Les résultats sont représentés dans le table (2.9).

Tableau 2.9 : Dimensionnement du réservoir de Taourirt 1(Douar Tazmalt).

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 – 1	4,16	0.60	3,56		3,56
1 – 2	4,16	0.60	3,56		7,12
2 – 3	4,16	1.20	2,96		10,08
3 – 4	4,16	2.00	2,16		12,24
4 – 5	4,16	3.50	0,66		12,9
5 – 6	4,16	3.50	0,66		13,56
6 – 7	4,16	4.50		-0,34	13,22
7 – 8	4,16	10.20		-6,04	7,18
8 – 9	4,17	8.80		-4,63	2,55
9 – 10	4,17	6.50		-2,33	0,22
10 – 11	4,17	4.10	0,07		0,29
11 – 12	4,17	4.10	0,07		0,36
12 – 13	4,17	3.50	0,67		1,03
13 – 14	4,17	3.50	0,67		1,7
14 – 15	4,17	4.70		-0,53	1,17
15 – 16	4,17	6.20		-2,03	-0,86
16 – 17	4,17	10.40		-6,23	-7,09
17 – 18	4,17	9.40		-5,23	-12,32
18 – 19	4,17	7.30		-3,13	-15,45
19 – 20	4,17	1.60	2,57		-12,88
20 – 21	4,17	1.60	2,57		-10,31
21 – 22	4,17	1.00	3,17		-7,14
22 – 23	4,17	0.60	3,57		-3,57
23 – 24	4,17	0.60	3,57		0
Total	100				

- **Résidu maximal :**

$$P_{\max} = |13,22| + |-15,45|$$

$$P_{\max} = 28,67\%$$

- **Volume total :**

$$V_T = V_U + V_{\text{inc}} = [(420,49 \times 240,55)/100] + 120$$

$$V_T = 240,554 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume normalisé : } 250 \text{ m}^3$$

Remarque : Le réservoir existant a une capacité de 100 m^3 , donc on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de 150 m^3 .

- **Diamètre du réservoir :**

$$Dr = \sqrt{\left[\frac{4 \times 198,63}{4 \times \pi} \right]} \Rightarrow Dr = 8,753 \text{ m}$$

- **Hauteur d'incendie:**

$$H_{inc} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{7,95^2 \times \pi} \right]} \Rightarrow H_{inc} = 1,413 \text{ m}$$

2.6.10 Dimensionnement du réservoir de Taourirt 2

Le réservoir assure la distribution vers le village de Taourirt avec un débit de 630,73m³/j pour une population de 610,8 habitants et $K_{max,h} = 2,5$

Les résultats sont représentés dans la table (2.10) ci-après :

Table 2.10 : Dimensionnement du réservoir de Taourirt 2.

Heures	Apport (%)	Distributions (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0 – 1	4.16	0.60	3,56		3,56
1 – 2	4,16	0.60	3,56		7,12
2 – 3	4,16	1.20	2,96		10,08
3 – 4	4,16	2.00	2,16		12,24
4 – 5	4,16	3.50	0,66		12,9
5 – 6	4.16	3.50	0,66		13,56
6 – 7	4,16	4.50		-0,34	13,22
7 – 8	4,16	10.20		-6,04	7,18
8 – 9	4,17	8.80		-4,63	2,55
9 – 10	4,17	6.50		-2,33	0,22
10 – 11	4.17	4.10	0,07		0,29
11 – 12	4,17	4.10	0,07		0,36
12 – 13	4,17	3.50	0,67		1,03
13 – 14	4,17	3.50	0,67		1,7
14 – 15	4,17	4.70		-0,53	1,17
15 – 16	4.17	6.20		-2,03	-0,86

16 – 17	4,17	10.40		-6,23	-7,09
17 – 18	4,17	9.40		-5,23	-12,32
18 – 19	4,17	7.30		-3,13	-15,45
19 – 20	4,17	1.60	2,57		-12,88
20 – 21	4,17	1.60	2,57		-10,31
21 – 22	4,17	1.00	3,17		-7,14
22 – 23	4,17	0.60	3,57		-3,57
23 – 24	4,17	0.60	3,57		0
Total	100				

- **Résidu maximal :**

$$P_{\max} = |R_{\max}| + |R_{\min}| = |13,56| + |-15,45|$$

$$P_{\max} = 29,01\%$$

- **Volume total :**

$$V_T = V_U + V_{\text{inc}} = [(630,73 \times 29,01)/100] + 120$$

$$V_T = 300,97 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume normalisé : } 300 \text{ m}^3$$

Remarque : Le réservoir existant a une capacité de 150 m^3 , donc on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de 150 m^3 .

- **Diamètre du réservoir :**

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{4 \times 302,97}{4 \times \pi} \right]} \Rightarrow D_r = 9,82 \text{ m}$$

- **Hauteur d'incendie :**

$$H_{\text{inc}} = \sqrt{\left[\frac{4 \times 120}{9,82^2 \times \pi} \right]} \Rightarrow H_{\text{inc}} = 1,26 \text{ m}$$

2.8 Conclusion

Le dimensionnement des ouvrages de stockage a permis d'établir le tableau (2.11) qui récapitule la capacité des réservoirs destiné à alimenter les villages de la commune Boudjellil, ainsi que les diamètres correspondants et les hauteurs requises pour assurer la réserve d'incendie.

Table 2.11 : Représente des capacités des réservoirs, Les diamètres et $H_{inc.}$.

Réservoirs dimensionnés	Volume (m^3)	Diamètres (m)	$H_{inc}(m)$
Boudjellil (chef-lieu)	400	12	1,18
Douar Tigrine	250	9	1,44
Ath Ouihdan	200	8	1,74
Hamda	200	8	3,06
Beni mensour	1500	20	0,64
Ain el Bir	250	9	1,48
Aftis	400	12	1,10
Oulad Dassen	200	8	1,63
Tourirt 1	250	9	1,41
Tourirt 2	300	10	1,26

Chapitre3
Adduction

3.1 Introduction

Le système d'adduction d'eau potable désigne l'ensemble des ouvrages et des installations techniques qui assurent le transport de l'eau depuis sa source (nappe souterraine, rivière, barrage, ... etc.) jusqu'aux points de stockage ou de distribution, tout en préservant sa qualité et sa pression.

3.2 Sources d'eau mobilisées pour l'adduction à Boudjellil

La commune de Boudjellil dispose d'un ensemble diversifié de ressources hydriques permettant l'alimentation en eau potable de sa population. Ces ressources se composent principalement de forages profonds, de ressources superficielles telles que des oueds et d'un projet de transfert d'eau à partir du barrage de Tichy-Haff.

3.2.1 Ressources souterraines

La commune est dotée de sept forages principaux, répartis sur différentes zones, qui assurent une part importante de l'approvisionnement :

- **Forage d'Aftis** : Deux forages, d'une capacité 15 l/s et 6 l/s alimentent le village d'Aftis.
- **Forage de Douar Tazmalt 1** : C'est un nouveau forage qui est de 6 l/s.
- **Forage de Douar Tazmalt 2** : Les villages Larbaa Takdimt, Aftis2, Ouled Hlasa, Ouled Saida, Ouled Dassen, Ouled Alouane, Taourirt, Tansawt et Talafsa sont alimentés par ce forage ayant un débit de 27 l/s.
- **Forage de Thamatta** : Ce forage situé à Boudjelil, a une capacité de 25 l/s. Il alimente les villages suivants : Boudjelil, Tighilt et Abaliche.
- **Forage de Thoghza** : Il est de 15 l/s.
- **Forage d'Ain-El-Bir** : Le forage situé à Ain-El-Bir, dont le débit 8 l/s, il assure l'alimentation en eau potable du village du même nom.
- **Forage de Douar Tigrine** : Situé à Boudjelil, il a une capacité de 20 l/s, il alimente Douar Tigrine, Hamda, Tigrine, Beni Ouïhdane.

3.2.2 Ressources superficielles

On a un oued qui traverse la commune : Oued Sahel.

Cet oued peut servir, en complément ou en secours, à l'alimentation en eau brute, notamment en cas de baisse de rendement des forages. Toutefois, leur variabilité saisonnière et le risque de pollution nécessitent une surveillance régulière de la qualité de l'eau, ainsi qu'un traitement adapté avant usage domestique.

3.2.3 Le projet de transfert d'eau à partir du barrage de Tichy-Haff

Il est en cours de réalisation, il comprend notamment la construction de grands réservoirs de stockage. Ce projet stratégique revêt une grande importance, car il devrait renforcer l'approvisionnement en eau potable de la commune de Boudjellil à moyen et long terme.

3.3 Choix du tracé

Une fois l'emplacement des réservoirs déterminé, le tracé de l'adduction doit être défini selon plusieurs critères essentiels [5] :

- Respecter les contraintes du profil en long, en limitant autant que possible les zones de sur-profondeur.
- Éviter la multiplication des ouvrages techniques coûteux, complexes ou fragiles.
- Réduire les coûts de construction en choisissant un tracé évitant les points hauts en ligne de refoulement.
- Éviter les contre-pentes qui favorisent la formation de poches d'air. En cas d'arrêt des pompes, ces zones peuvent provoquer des phénomènes de cavitation, susceptibles d'interrompre l'écoulement et de provoquer l'écrasement des conduites.

3.4 Choix de matériaux de la conduite

Le choix du type de conduites utilisées pour le transport de l'eau dépend à la fois de critères techniques et économiques [6].

Sur le plan technique, les matériaux doivent répondre à plusieurs exigences :

- Résistance aux agressions chimiques, à la pression interne et aux charges mobiles.
- Bonne adaptation aux caractéristiques du sol, avec une étanchéité optimale.
- Facilité d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique, la faisabilité dépend principalement :

- Du coût de la fourniture et du transport des matériaux.
- De leur disponibilité sur le marché local.
- Les types de conduites les plus couramment utilisés dans les réseaux d'alimentation en eau potable sont :
- Les conduites métalliques : en acier ou en fonte.
- Les conduites en plastique : en polychlorure de vinyle (PVC) ou en polyéthylène (PE).

3.5 Etude technico-économique des conduites

3.5.1 Détermination du diamètre économique des conduites en refoulement

La méthode de calcul du diamètre économique permet de surmonter les limites des formules classiques en prenant en compte à la fois les coûts d'investissement et d'exploitation. Pour cela, on considère une gamme de diamètres normalisés proches du diamètre théorique. Pour chaque diamètre [5], on calcule :

- Les frais d'amortissement de la conduite.
- Les frais d'exploitation liés au fonctionnement.

L'objectif est de déterminer le diamètre pour lequel le coût total est minimal, tout en respectant une vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 m/s et 2 m/s.

Deux relations sont utilisées pour encadrer la recherche du diamètre économique :

- **Formule de Bonnin :**

$$D = \sqrt{Q} \quad (3.1)$$

- **Formule de Bress :**

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (3.2)$$

Avec :

- **Q** : débit véhiculé dans la conduite (m³/s).

Les diamètres à considérer sont ceux compris entre D_{Bress} et D_{Bonnin} .

3.5.2 Calcul de la vitesse d'écoulement

La vitesse de l'eau dans la conduite est déterminée par la relation :

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

Avec :

- **V** : vitesse d'écoulement (m/s).
- **D** : diamètre intérieur de la conduite (m).

3.5.3 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge totales (ΔH) comprennent :

- ✓ **Les pertes linéaires (ΔH_L)** : dues au frottement de l'eau contre les parois.
- ✓ **Les pertes singulières (ΔH_S)** : dues aux accessoires (vannes, coudes, etc.).

3.5.3.1 Pertes de charge linéaires

La formule de Darcy-Weisbach est utilisée :

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

Avec :

- **λ** : Coefficient de frottement (sans unité).
- **L** : Longueur de la conduite (m).
- **g** : Accélération gravitationnelle (9.81 m/s²).

Le coefficient de frottement dépend du régime d'écoulement et de la rugosité

- ✓ Régime turbulent rugueux (Formule de Nikuradzi) :

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \times \ln(\frac{K}{D})]^{-2} \quad (3.5)$$

- ✓ Régime de transition (Formule de Colebrook) :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left(\frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (3.6)$$

Avec :

- **K** : rugosité absolue (0,15 mm pour la fonte ductile, 0,02 mm pour le PEHD).
- **Re** : nombre de Reynolds.

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

Avec :

- ✓ **V** : vitesse de l'eau (m/s).

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

3.5.3.2 Pertes de charge singulières

Elles sont estimées à 10 % des pertes linéaires :

$$\Delta H_s = 0,1 \times \Delta H_L \quad (3.8)$$

Donc, la perte totale est :

$$\Sigma \Delta H = 1,10 \times \Delta H_L \quad (3.9)$$

3.5.4 Hauteur manométrique totale (HMT) : Elle est donnée comme suit :

$$\text{HMT} = H_g + \Sigma \Delta H \quad (3.10)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique entre le point d'aspiration et de refoulement.

3.5.5 Puissance absorbée par la pompe : Elle est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

- ρ : Masse volumique de l'eau (1000 kg/m³).
- η : Rendement de la station de pompage (%), on prend $\eta = 82 \%$.

3.5.6 Énergie annuelle consommée

$$E = Pa \times t_p \times 365 (\text{KWH}) \quad (3.12)$$

Avec :

- t_p : temps de pompage par jour (20 heures).

3.5.7 Frais d'exploitation

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

Avec :

- e_u : coût du kWh (4,67 DA selon SONALGAZ).

3.5.8 Frais d'amortissement

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

Avec :

- P_u : prix du mètre linéaire de conduite (DA/ml).
- A : l'amortissement annuel, donnée par :

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

Avec :

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

D'où :

$$A = 0.08 / (1 + 0.08)^{31} - 1 + 0.08 = 0.0881 = 8.81\% \quad (3.16)$$

3.5.9 Bilan économique

$$B_L = F_{exp} + F_{am} (DA) \quad (3.17)$$

3.5.10 Calcul du diamètre pour les conduites gravitaires

Ce diamètre est estimé en fonction d'une vitesse admissible entre 0,5 et 2 m/s :

- **Diamètre minimum (en m) :**

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

- **Diamètre maximum (en m) :**

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{min} \times \pi}} \quad (3.19)$$

3.6 Calcul et optimisation des conduites de l'adduction par refoulement

3.6.1 Calcul du tronçon station de reprise Boudjellil-réservoir chef-lieu (par refoulement)

La Station de reprise Boudjellil refoule vers le réservoir chef-lieu.

Caractéristiques du tronçon :

- $Q=0,024\text{m}^3/\text{s}$
- $L= 1207,07 \text{ m}$
- $H_g=459,1 - 321,7 = 137,4 \text{ m}$

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

- $D_{\text{Bonnin}} = 0,155 \text{ m}$
- $D_{\text{Bress}} = 0,232 \text{ m}$

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

a) Calcul de la hauteur manométrique total

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (3.1).

Tableau 3.1 : Calcul de la Hmt du tronçon réservoir Boudjellil-station de reprise chef-lieu

$D_{\text{ext}}(\text{m})$	$D_{\text{int}}(\text{m})$	$L(\text{m})$	$V(\text{m/s})$	Re	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	λ	$\Delta h_t(\text{m})$	$H_{\text{mt}}(\text{m})$
0,125	0,1022	1207,07	2,927	299139,4	0,024	0,015	85,10	222,5
0,160	0,1308	1207,07	1,787	233739,6	0,024	0,015	24,78	162,18
0,200	0,1636	1207,07	1,142	186831,2	0,024	0,016	8,632	146,032
0,250	0,2046	1207,07	0,730	149358	0,024	0,017	2,997	140,397

b) Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.2).

Tableau 3.2 : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement réservoir Boudjellil-station de reprise Boudjellil.

$D_{\text{ext}}(\text{m})$	$Pa(\text{kW})$	$E(\text{kWh})$	$F_{\text{exp}}(\text{Da})$	$\text{Prix}(\text{Da})$	$L(\text{m})$	$F_{\text{am}}(\text{Da})$
0,125	63,885	466360,5	2177903,535	1093,08	1207,07	116241,2611
0,160	42,565	310724,5	1451083,415	1786,51	1207,07	189982,5953
0,200	41,929	306081,7	1429401,539	2805,48	1207,07	298342,7865
0,250	40,311	294270,3	1374242,301	4340,56	1207,07	461587,5948

Calcul du bilan

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.3).

Tableau 3.3 : Calcul du bilan.

$D_{\text{ext}}(\text{m})$	$F_{\text{exp}}(\text{Da})$	$F_{\text{am}}(\text{Da})$	$B_l(\text{Da})$
0,125	2177903,535	116241,2611	2294144,796
0,160	1451083,415	189982,5953	1641066,01
0,200	1429401,539	298342,7865	1727744,326
0,250	1374242,301	461587,5948	1835829,896

Le diamètre économique est 160mm, avec un bilan minimal de 1641066,01 DA et une vitesse de 1,787 m/s.

3.6.2 Calcul du tronçon station de reprise chef-lieu – réservoir Douar Tigrine

La station de reprise chef-lieu reçoit de l'eau par refoulement a partir de réservoir Douar Tigrine.

❖ Caractéristiques du tronçon :

- $Q=0,008\text{m}^3/\text{s}$
- $L= 554,28\text{m}$
- $H_g=397,78-310,45 = 87,33\text{m}$

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

- $D_{\text{Bonnin}}=0,089\text{ m}$
- $D_{\text{Bress}} = 0,134\text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 75, 90, 110,125 et 160 mm.

a) Calcul de la hauteur manométrique total

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (3.4).

Tableau 3.4 : Calcul de la Hmt du tronçon station de reprise chef-lieu - réservoir Douar Tigrine.

$D_{ext}(\text{m})$	$D_{int}(\text{m})$	$L(\text{m})$	$V(\text{m/s})$	Re	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	λ	$\Delta h_t(\text{m})$	$H_{mt}(\text{m})$
0,075	0,0614	554,28	2,703	165964,2	0,008	0,017	62,863	150,193
0,090	0,0736	554,28	1,881	138441,6	0,008	0,017	25,396	112,726
0,110	0,090	554,28	1,258	113220	0,008	0,020	10,929	98,259
0,125	0,1022	554,28	0,976	99747,2	0,008	0,018	5,214	92,544
0,160	0,1308	554,28	0,596	77956,8	0,008	0,019	1,603	88,933

b) Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.5).

Tableau 3.5 : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement station de reprise chef-lieu - réservoir Douar Tigrine.

$D_{ext}(m)$	$Pa(kw)$	$E(kwh)$	$F_{exp}(Da)$	$Prix(Da)$	$L(m)$	$F_{am}(Da)$
0,075	14,375	104937,5	490058,125	473,63	554,28	23128,332
0,090	10,789	78759,7	367807,799	571,69	554,28	27916,805
0,110	9,404	68649,2	320591,764	844,3	554,28	41228,915
0,125	8,857	64656,1	301943,987	1093,08	554,28	53377,357
0,160	8,512	62134,233	290166,868	1786,51	554,28	87238,978

c) Calcul du bilan

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.6).

Tableau 3.6 : Calcul du bilan.

$D_{ext}(m)$	$F_{ext}(Da)$	$F_{am}(Da)$	$B_l(Da)$
0,075	490058,125	23128,332	513186,457
0,090	367807,799	27916,805	395724,604
0,110	320591,764	41228,915	361820,679
0,125	301943,987	53377,357	355321,344
0,160	290166,868	87238,978	377405,846

Le diamètre économique est 125mm, avec un bilan minimal de 355321,344 DA et une vitesse de 0,976 m/s.

3.6.3 Calcul du tronçon station de reprise Ath Wihdan -réservoir Ath wihdan

La station de reprise Ath Wihdan refoule vers le réservoir Ath wihdan.

❖ Caractéristiques du tronçon

- $Q=0,004 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L= 346,21 \text{ m}$
- $Hg=651,74- 572,55= 79,19\text{m}$

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

- $D_{Bonnin}=0,063 \text{ m}$
- $D_{Bress}=0,095\text{m}$

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

a) Calcul de la hauteur manométrique total

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (3.7).

Tableau 3.7 : Calcul de la Hmt du tronçon station de reprise Ath Wihdan-réservoir Ath Wihdan.

$D_{ext}(m)$	$D_{int}(m)$	$L(m)$	$V(m/s)$	Re	$Q(m^3/s)$	λ	$\Delta h_t(m)$	$Hmt(m)$
0,063	0,0514	346,21	1,929	99150,6	0,004	0,018	25,933	105,123
0,075	0,0614	346,21	1,352	83012,8	0,004	0,019	10,980	90,17
0,09	0,0736	346,21	0,941	69257,6	0,004	0,020	4,671	83,361
0,110	0,090	346,21	0,629	56610	0,004	0,020	1,707	80,897

b) Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.8).

Tableau 3.8 : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement station de reprise Tigrine-réservoir Ath Wihdan.

$D_{ext}(m)$	$Pa(kw)$	$E(kwh)$	$F_{exp}(Da)$	$Prix(Da)$	$L(m)$	$F_{am}(Da)$
0,063	5,0305	36722,65	171494,7755	337,16	346,21	10283,7512
0,075	4,3150	31499,5	147102,6650	473,63	346,21	14446,2365
0,09	3,9891	29120,43	135992,4081	571,69	346,21	17437,1744
0,110	3,8712	28259,89	131973,6863	844,3	346,21	25752,0795

c) Calcul du bilan

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.9).

Tableau 3.9 : Calcul du bilan.

$D_{ext}(m)$	$F_{ext}(Da)$	$F_{am}(Da)$	$B_l(Da)$
0,063	171494,7755	10283,7512	181778,5267
0,075	147102,6650	14446,2365	161548,9015
0,09	135992,4081	17437,1744	153429,5825
0,110	131973,6863	25752,0795	157725,7658

Le diamètre économique est 90 mm, avec un bilan minimal de 153429,5825 DA et une vitesse de 0,941 m/s.

3.6.4 Calcul du tronçon station de reprise Hamda-réservoir Hamda

La station de reprise Hamda refoule vers le réservoir Hamda.

❖ **Caractéristiques de ce tronçon**

- $Q=0,002m^3/s$
- $L=471,56 m$

$$- H_g = 725,58 - 653,56 = 72,02 \text{ m}$$

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

$$- D_{\text{Bonnin}} = 0,045 \text{ m}$$

$$- D_{\text{Bress}} = 0,068 \text{ m}$$

On choisit l'acier comme matériau, les diamètres normalisés sont : 40, 60 et 80 mm.

a) Calcul de la hauteur manométrique total

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (3.10).

Tableau 3.10 : Calcul de la Hmt du tronçon station de reprise Hamda–réservoir Hamda.

$D_{ext}(m)$	$D_{int}(m)$	$L(m)$	$V(m/s)$	Re	$Q(m^3/s)$	λ	$\Delta h_t(m)$	$Hmt(m)$
0,040	0,0384	471,56	1,728	66355,2	0,002	0,020	41,117	113,137
0,060	0,0576	471,56	0,768	44236,8	0,002	0,022	5,956	77,976
0,080	0,0768	471,56	0,432	33177,6	0,002	0,023	1,478	73,498

b) Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.11).

Tableau 3.11 : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement station de reprise Hamda–réservoir Hamda

$D_{ext}(m)$	$Pa(kw)$	$E(kwh)$	$F_{exp}(Da)$	$Prix(Da)$	$L(m)$	$F_{am}(Da)$
0,040	2,707	19761,1	92284,337	800	471,56	33235,549
0,060	18,657	13619,61	636035,787	1100	471,56	45698,880
0,080	17,586	128377,8	59952,326	1400	471,56	58162,210

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.12).

Tableau 3.12 : Calcul du bilan

$D_{ext}(m)$	$F_{ext}(Da)$	$F_{am}(Da)$	$B_l(Da)$
0,040	92284,337	33235,549	125519,886
0,060	636035,787	45698,880	681734,667
0,080	59952,326	58162,210	118114,536

Le diamètre économique est 40 mm, avec un bilan minimal de 125519,886 DA et une vitesse de 1,728 m/s.

3.6.5 Calcul le tronçon station de reprise Douar Tazmalt- réservoir Ouled Dassen

La station de reprise Douar Tazmalt refoule l'eau vers le réservoir Ouled Dassen.

❖ Caractéristiques du tronçon

- $Q=0,006\text{m}^3/\text{s}$
- $L= 433,23\text{m}$
- $H_g=444,34-393,69=50,65\text{ m}$

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

- $D_{\text{Bonnin}}=0,077\text{ m}$
- $D_{\text{Bress}}=0,116\text{ m}$

On choisit l'acier noir comme matériau, les diamètres normalisés sont : 60, 80, 100 et 125 mm.

a) Calcul de la hauteur manométrique total

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (3.13).

Tableau 3.13 : Calcul de la Hmt du tronçon station de reprise Douar Tazmalt–réservoir.
Ouled Dassen.

$D_{ext}(m)$	$D_{int}(m)$	$L(m)$	$V(m/s)$	Re	$Q(m^3/s)$	λ	$\Delta h_t(m)$	$Hmt(m)$
0,060	0,0576	433,23	2,304	132710,4	0,006	0,018	40,293	90,943
0,080	0,0768	433,23	1,296	99532,8	0,006	0,018	9,179	59,739
0,100	0,096	433,23	0,829	79584	0,006	0,019	3,304	53,864
0,125	0,120	433,23	0,531	63720	0,006	0,020	1,141	51,701

Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement :

Les résultats sont donnés dans le tableau (3-14).

Tableau 3.17 : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement station de reprise
Tazmalt–réservoir Ouled Dassen

$D_{ext}(m)$	$Pa\text{ (kw)}$	$E\text{ (kwh)}$	$F_{exp}(Da)$	$Prix\text{ (Da)}$	$L(m)$	$F_{am}(Da)$
0,060	6,528	47654,4	222546,048	1100	3440,58	333426,608
0,080	4,288	31302,4	146182,208	1400	3440,58	424361,138
0,100	3,866	28221,8	131795,806	1700	3440,58	515295,667
0,125	3,711	27090,3	126511,701	2100	3440,58	636541,706

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.15).

Tableau 3.18 : Calcul du bilan

$D_{ext}(m)$	$F_{ext}(Da)$	$F_{am}(Da)$	$B_l(Da)$
0,060	222546,048	333426,608	555972,656
0,080	146182,208	424361,138	570543,346
0,100	131795,806	515295,667	647091,473
0,125	126511,701	636541,706	763053,407

Le diamètre économique est 80 mm, avec un bilan minimal de 570543,346 DA et une vitesse de 1,296 m/s.

3.6.6 Calcul le tronçon station de reprise Ain el Bir–réservoir Ain el Bir

La station de reprise Ain el Bir refoule vers le réservoir Ain el Bir.

❖ Caractéristiques du tronçon

- $Q=0,006 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L= 1010\text{m}$
- $H_g=467,58-382,15 = 85,43 \text{ m}$

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

- $D_{\text{Bonnin}}=0,077 \text{ m}$
- $D_{\text{Bress}} = 0,116 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 75, 90, 110 et 125 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

❖ Calcul de la hauteur manométrique total

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (3.16).

Tableau 3.23 : Calcul de la Hmt du tronçon station de reprise Ain el Bir–réservoir Ain el Bir.

$D_{ext}(m)$	$D_{int}(m)$	$L(m)$	$V(m/s)$	Re	$Q(m^3/s)$	λ	$\Delta h_t(m)$	$Hmt(m)$
0,075	0,0614	1010	2,027	124457,8	0,006	0,018	68,207	153,637
0,090	0,0736	1010	1,411	103849,6	0,006	0,018	27,572	113,002
0,110	0,090	1010	0,944	84960	0,006	0,019	10,653	96,083
0,125	0,1022	1010	0,732	74810,4	0,006	0,019	5,641	91,071

Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement :

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.17).

Tableau 3.17 : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement station de reprise Ain el Bir-réservoir Ain el Bir.

$D_{ext}(m)$	Pa(kw)	E(kwh)	$F_{exp}(Da)$	Prix (Da)	L(m)	$F_{am}(Da)$
0,075	11,028	80504,4	375955,548	473,63	1010	42144,071
0,090	8,111	59210,3	276512,101	571,69	1010	50869,548
0,110	6,897	50348,1	235125,627	844,3	1010	75126,658
0,125	6,537	47720,1	222852,867	1093,08	1010	97263,351

Les résultats sont donnés dans la table (3.18).

Tableau 3-18 : Calcul du bilan

$D_{ext}(m)$	$F_{ext}(Da)$	$F_{am}(Da)$	$B_l(Da)$
0,075	375955,548	42144,071	418099,619
0,090	276512,101	50869,548	327381,649
0,110	235125,627	75126,658	310252,285
0,125	222852,867	97263,351	320116,218

Le diamètre économique est 110 mm, avec un bilan minimal de 310252,285 DA et une vitesse de 0,944 m/s.

3.7 Dimensionnement de l'adduction gravitaire

3.7.1 Calcul du tronçon réservoir Douar Tigrine- station de reprise Ath

Wihdan (gravitaire)

La station de reprise reçoit de l'eau à partir du réservoir Douar Tigrine gravitairement.

❖ Caractéristiques du tronçon

- $Q=0,008m^3/s$
- $L= 355,95\text{ m}$
- $H_g=414,17-400,37=13,82m$

En utilisant les formules (3.18) et (3.19), on aura :

- $D_{min} = 0,076\text{ m}$
- $D_{max} = 0,143m$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 75, 90, 110, 125 et 160 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

a) Calcul des pertes de charge totales

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (3.19).

Tableau 3.19 : Calcul les pertes de charge totales du tronçon réservoir Douar Tigrine-station de reprise Ath Wihdan.

$D_{ext}(m)$	$D_{int}(m)$	$L(m)$	$V(m/s)$	Re	$Q(m^3/s)$	λ	$\Delta h_t(m)$	$h_g(m)$
0,075	0,0614	355,95	2,703	165964,2	0,008	0,017	40,370	13,82
0,090	0,0736	355,95	1,881	138441,6	0,008	0,017	16,309	13,82
0,110	0,090	355,95	1,258	113220	0,008	0,020	7,018	13,82
0,125	0,1022	355,95	0,976	99747,2	0,008	0,018	3,348	13,82
0,160	0,1308	355,95	0,596	77956,8	0,008	0,019	1,030	13,82

La condition qui doit être satisfaite pour que l'eau arrive à la station de pompage est : $H_t \leq H_g$

D'après le tableau (3.19), on optera pour un diamètre de 110 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 7,018$ m et une vitesse 1,258 m/s.

3.7.2 Calcul du tronçon réservoir At Wihdan-station de reprise Hamda

La station de reprise Hamda reçoit de l'eau gravitairement à partir du réservoir At Wihdan.

❖ Caractéristiques du tronçon

- $Q=0,002$ m³/s
- $L= 1469,10$ m
- $H_g=17,99$ m

En utilisant les formules (3.18) et (3.19), on aura :

- $D_{min} = 0.035$ m
- $D_{max} = 0,071$ m

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 32,40, 50, 63 et 75 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

- Calcul la perte de charge

Les résultats des différents calculs sont représentés dans la table (3.20).

Tableau 3.20 : Calcul de du tronçon réservoir At Wihdan-station de reprise Hamda.

$D_{ext}(m)$	$D_{int}(m)$	$L(m)$	$V(m/s)$	Re	$Q(m^3/s)$	λ	$\Delta h_t(m)$	$H_g(m)$
0,032	0,0248	1469,10	4,142	102721,6	0,002	0,156	8888,698	17,99
0,040	0,0399	1469,10	1,600	63840	0,002	0,020	105,692	17,99
0,050	0,0400	1469,10	1,592	63680	0,002	0,020	104,376	17,99
0,063	0,0514	1469,10	0,964	49549,6	0,002	0,021	31,272	17,99
0,075	0,0614	1469,10	0,676	41506,4	0,002	0,022	13,486	17,99

La condition qui doit être satisfaite pour que l'eau arrive à la station de pompage est : $\Delta h_t \leq H_g$

Pour cela, on opte pour un diamètre de 75 mm, puisque $H_t = 13,486$ m avec une vitesse de 0,676 m/s.

Calcul des pertes de charge créées par la vanne

$$\Delta H_v = 17,99 - 13,486 = 4,504 \text{ m}$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\xi = 4,504 \times (2 \times 9.81) / 0,676^2 = 193,377$$

Calcul de l'angle de la vanne

Pour $\xi = 193,377$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ° , sera de 61° .

3.7.3 Calcul du tronçon réservoir Douar Tazmalt- station de reprise Douar Tazmalt

La station de reprise Douar Tazmalt reçoit de l'eau gravitairement à partir de réservoir Douar Tazmalt.

❖ Caractéristiques du tronçon

- $Q = 0,006 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 2988,98 \text{ m}$
- $H_g = 393,69 - 274,55 = 119,41 \text{ m}$

En utilisant les formules (3.18) et (3.19), on aura :

- $D_{\min} = 0,062 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0,124 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 50, 63, 75, 90, 110 et 125 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Calcul des pertes de charge totales

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (3.21).

Tableau 3.21 : Calcul les pertes de charges totales du tronçon réservoir Douar Tazmalt-station de reprise Douar Tazmalt.

$D_{ext}(m)$	$D_{int}(m)$	$L(m)$	$V(m/s)$	Re	$Q(m^3/s)$	λ	$\Delta h_t(m)$	$H_g(m)$
0,050	0,04	2988,98	4,777	191080	0,006	0,116		119,41
0,063	0,0514	2988,98			0,006			119,41
0,075	0,0614	2988,98	2,027	124457,8	0,006	0,018	201,850	119,41
0,090	0,0736	2988,98	1,411	103849,6	0,006	0,018	81,595	119,41
0,110	0,090	2988,98	0,944	84960	0,006	0,019	31,526	119,41
0,125	0,1022	2988,98	0,732	74810,4	0,006	0,019	16,693	119,41

La condition qui doit être satisfaite pour que l'eau arrive à la station de pompage est : $\Delta h_t \leq h_g$
D'après le tableau (3.21), on optera pour un diamètre de 90 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 81,595$ m et une vitesse de 1,411 m/s.

- Calcul des pertes de charge créées par la vanne

$$\Delta H_v = 119,41 - 81,595 = 37,815 \text{ m}$$

- Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\xi = 37,815 \times (2 \times 9.81) / 1,411^2 = 372,657$$

- Calcul de l'angle de la vanne

Pour $\xi = 372,657$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ° , sera de 64° .

3.7.4 Calcul du tronçon réservoir Douar Tazmalt-réservoir Taourirt1

Caractéristiques du tronçon

- $Q = 0,005 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 3016,75 \text{ m}$
- $H_g = 394,62 - 281,91 = 112,71 \text{ m}$

En utilisant les formules (3.18) et (3.19), on aura :

- $D_{min} = 0,056 \text{ m}$
- $D_{max} = 0,113 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 50, 63, 75, 90, 110 et 125 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

Calcul de la perte de charge

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (3.22).

Tableau 3.22 : Calcul de la perte de charge du tronçon réservoir Douar Tazmalt-réservoir Taourirt1.

$D_{ext}(m)$	$D_{int}(m)$	$L(m)$	$V(m/s)$	Re	$Q(m^3/s)$	λ	$\Delta h_t(m)$	$Hg(m)$
0,050	0,040	4124,61	5,573	222920	0,007	0,1157	20774,327	114,62
0,063	0,050	4124,61	0,023	14223,2	0,007	0,040	0,008	114,62
0,075	0,0614	4124,61	2,365	145211	0,007	0,017	358,112	114,62
0,090	0,0736	4124,61	1,646	121145,6	0,007	0,018	153,225	114,62
0,110	0,090	4124,61	1,101	99090	0,007	0,018	56,064	114,62
0,125	0,1022	4124,61	0,854	87278,8	0,007	0,019	30,697	114,62

La condition qui doit être satisfaite pour que l'eau arrive à la station de pompage est : $\Delta h_t \leq Hg$.

D'après le tableau (3.22), on optera pour un diamètre de 110 mm avec une perte de charge $\Delta h_t = 56,064$ m et une vitesse de 1,101 m/s.

Calcul des pertes de charge créées par la vanne

$$\Delta H_v = 114,62 - 56,064 = 58,556 \text{ m}$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\xi = 58,556 \times (2 \times 9.81) / 1,101^2 = 947,754$$

Calcul de l'angle de la vanne

Pour $\xi = 947,754$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ° , sera de 72° .

3.7.5 Calcul le tronçon réservoir Taourirt1-réservoir Taourirt2

❖ Caractéristiques du tronçon

- $Q = 0,007 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 4124,61 \text{ m}$
- $Hg = 509,24 - 394,62 = 114,62 \text{ m}$

En utilisant les formules (3.18) et (3.19), on aura :

- $D_{min} = 0,084 \text{ m}$
- $D_{max} = 0,126 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 75, 90, 110, 125 et 160 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

❖ Calcul de la perte de charge

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (3.23).

Tableau 3.23 : Calcul de la perte de charge du tronçon réservoir Taourirt1-réservoir Taourirt2.

$D_{ext}(m)$	$D_{int}(m)$	$L(m)$	$V(m/s)$	Re	$Q(m^3/s)$	λ	$\Delta h_t(m)$	$H_g(m)$
0,075	0,0614	4124,61	2,365	145211	0,007	0,017	358,112	114,62
0,090	0,0736	4124,61	1,646	121145,6	0,007	0,018	153,225	114,62
0,110	0,090	4124,61	1,101	99090	0,007	0,018	56,064	114,62
0,125	0,1022	4124,61	0,854	87278,8	0,007	0,019	30,697	114,62
0,160	0,1308	4124,61	0,521	68146,8	0,007	0,020	9,598	114,62

La condition qui doit être satisfaite pour que l'eau arrive à la station de pompage est : $\Delta h_t \leq H_g$.

D'après le tableau (3.23), on optera pour un diamètre de 110 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 56,064$ m et une vitesse de 1,101 m/s.

Calcul des pertes de charge créées par la vanne

$$\Delta H_v = 114,62 - 56,064 = 58,556 \text{ m}$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\xi = 58,556 \times (2 \times 9.81) / 1,101^2 = 947,754$$

Calcul de l'angle de la vanne

Pour $\xi = 947,754$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ° , sera de 72° .

3.7.6 Calcul le tronçon forage Aftis-réservoir Aftis

❖ Caractéristiques du tronçon

- $Q = 0,015 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 3084,74 \text{ m}$
- $H_g = 279,05 - 218,38 = 60,67 \text{ m}$

En utilisant les formules (3.18) et (3.19), on aura :

- $D_{\min} = 0,098 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0,195 \text{ m}$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 90, 110, 125, 160 et 200 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16)

Calcul des pertes de charge totales

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (3.24).

Tableau 3.24 : Calcul les pertes de charges totales du tronçon réservoir - station de reprise.

$D_{ext}(m)$	$D_{int}(m)$	$L(m)$	$V(m/s)$	Re	$Q(m^3/s)$	λ	$\Delta h_t(m)$	$h_g(m)$
0,090	0,0736	3084,74	3,527	259587,2	0,015	0,083	2426,182	60,67
0,110	0,090	3084,74	2,359	212310	0,015	0,016	171,098	60,67
0,125	0,1022	3084,74	1,829	186923,8	0,015	0,016	90,575	60,67
0,160	0,1308	3084,74	1,117	146103,6	0,015	0,017	28,045	60,67
0,200	0,1636	3084,74	0,714	116810,4	0,015	0,017	12,831	60,67

La condition qui doit être satisfaite pour que l'eau arrive à la station de pompage est : $\Delta h_t \leq H_g$
D'après le tableau (3.24), on optera pour un diamètre de 160 mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 28,045$ m et une vitesse de 1,117 m/s.

Calcul des pertes de charge créées par la vanne

$$\Delta H_v = 60,67 - 28,045 = 32,625 \text{ m}$$

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\xi = 32,625 \times (2 \times 9.81) / 1,117^2 = 513,030$$

Calcul de l'angle de la vanne

Pour $\xi = 513,030$, l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ° , sera de $66,5^\circ$.

3.7 Conclusion

Dans ce chapitre, une étude technico-économique a été réalisée afin de dimensionner les différentes conduites d'adduction. Le choix final des diamètres dits "économiques" a été établi sur la base de cette analyse, en tenant compte d'une vitesse d'écoulement et de pertes de charge acceptables, tout en optimisant les coûts.

Les diamètres retenus sont présentés dans le tableau 3.25.

Tableau 3.25 : Les diamètres retenus.

Tronçon	Longueur(m)	Diamètre(mm)	Matériaux
SR Boudjelil- réservoir chef lieu	1207,07	160	PEHD
SR chef-lieu -R.Douar Tigrine	554,28	125	PEHD
SR Ath Wihdan-réservoir Ath wihdan	346,21	90	PEHD
SR Hamda-réservoir Hamda	471,56	40	Acier
SR Douar Tazmalt- réservoir Ouled Dassen	433,23	80	PEHD
SR Ain El Bir- réservoir Ain El Bir	1010	110	PEHD
Réservoir Douar Tigrine- SR At Wihdan	355,95	110	PEHD
Réservoir Ath Ouhdan-SR Hamda	1469,10	75	Acier noir
Réservoir Douar Tazmalt- SR Douar Tazmalt	2988,98	90	PEHD
Réservoir Douar Tazmalt- réservoir Taourirt 1	3016,75	110	PEHD
Réservoir Taourirt1- réservoir Taourirt 2	4124,61	110	PEHD
Forage Aftis-réservoir Aftis	3084,74	160	PEHD

Chapitre 4
Les pompes

4.1 Introduction

Les pompes occupent une place centrale dans les systèmes hydrauliques et industriels, en permettant le déplacement des liquides d'un point à un autre. Qu'il s'agisse d'alimentation en eau potable, d'irrigation, de drainage ou de procédés industriels, elles sont indispensables pour vaincre les pertes de charge et maintenir un débit adapté aux besoins.

Elles permettent de convertir l'énergie mécanique en énergie hydraulique, soit sous forme d'énergie potentielle ou de pression. Ce chapitre vise à présenter les principaux types de pompes, leurs principes de fonctionnement, leurs domaines d'application, ainsi que les caractéristiques de la pompe en nous appuyant sur le catalogue numérique de Caprari.

4.2 Rôle des pompes dans le système de distribution d'eau

Les pompes occupent une fonction essentielle dans les réseaux d'alimentation en eau potable, en assurant le transfert de l'eau depuis les points de captage vers les réservoirs de stockage ou directement vers les usagers. Leur principale mission est de compenser les pertes de charge dans les canalisations et de garantir une pression suffisante pour le bon fonctionnement du système. En convertissant l'énergie mécanique en énergie hydraulique, les pompes permettent de déplacer l'eau soit en hauteur (énergie potentielle), soit en pression (énergie de pression), selon les besoins du réseau. Cette capacité est particulièrement cruciale dans les régions où la topographie empêche l'écoulement gravitaire ou lorsque les sources d'eau sont éloignées des zones d'habitation.

Le bon choix et le bon dimensionnement des pompes sont donc des éléments clés pour assurer l'efficacité, la durabilité et la fiabilité du système de distribution d'eau [7].

4.3 Choix des pompes

Le choix du type de pompe à installer se fait de manière à [5] :

- Garantir le débit de refoulement ainsi que la hauteur manométrique requis ;
- Assurer un rendement optimal ;
- Permettre une vitesse de rotation suffisamment élevée ;
- Respecter les conditions nécessaires pour éviter la cavitation.

4.4 Types de pompes

En général, on a deux grands types de pompes à savoir [7] :

4.4.1 Pompes centrifuges

Les pompes centrifuges utilisent la force centrifuge pour générer l'énergie nécessaire au déplacement des liquides. Elles sont largement utilisées pour transférer les eaux usées brutes, influentes, effluentes, ainsi que les boues primaires et secondaires.

A. Fonctionnement

Le liquide entre par l'orifice d'aspiration, atteint la roue (ou turbine), fixée sur un arbre motorisé, puis est projeté radialement vers l'extérieur. Ce mouvement transfère de l'énergie cinétique au fluide. L'enveloppe en spirale de la pompe permet ensuite de convertir cette énergie en pression, dirigeant le liquide vers l'orifice de refoulement. Des dispositifs d'étanchéité assurent l'absence de fuite, on peut visualiser ce mécanisme sur la figure 1.

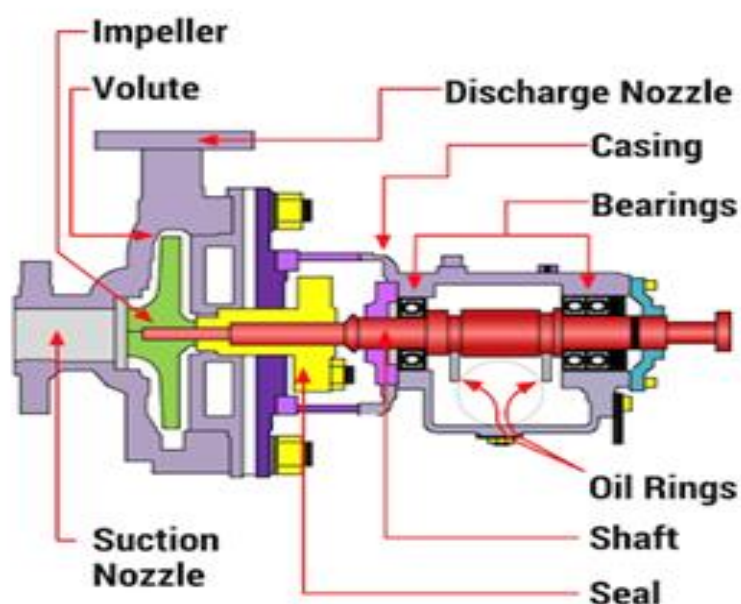


Figure 4.1: Composants d'une pompe centrifuge.

B. Configurations

Les pompes centrifuges peuvent fonctionner seules ou en série (pompes multicellulaires) pour augmenter la pression de sortie, chaque étage pouvant générer jusqu'à 76 mètres de hauteur.

4.4.2 Pompes volumétriques

Contrairement aux pompes centrifuges qui utilisent l'énergie cinétique, les pompes volumétriques déplacent le fluide par le mouvement mécanique d'un élément mobile. On distingue deux grandes catégories :

a. **Pompe à piston** : Ces pompes fonctionnent grâce au va-et-vient d'un piston dans un cylindre, ces principes sont représentés sur la figure2.

- Simple effet : le liquide est déplacé uniquement à l'aller ;
- Double effet : le liquide est déplacé à l'aller et au retour.

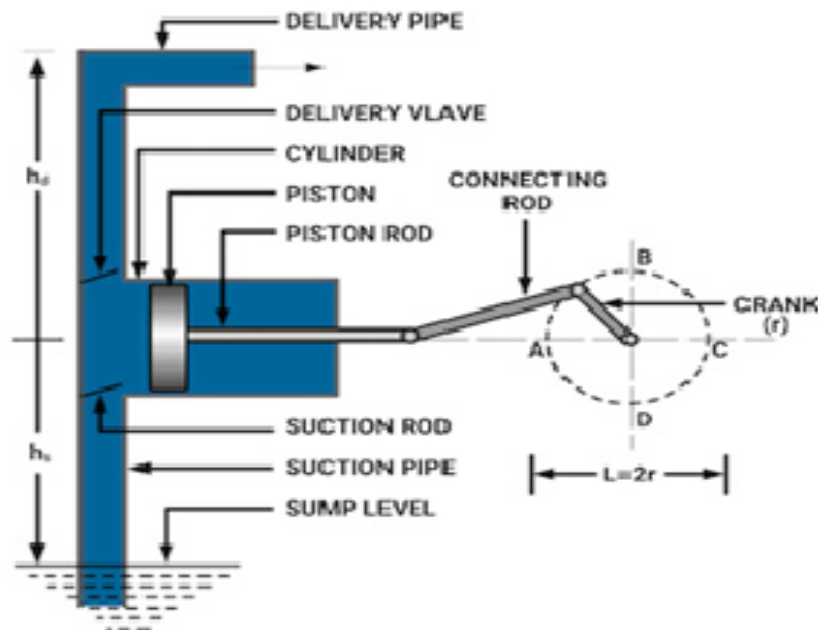


Figure4.2 : Pompe à piston à simple effet.

- **Utilisations**

- Pressions très élevées ;
- Fluides corrosifs, abrasifs ou visqueux (ex. : boues, lisiers).

Un dispositif d'amortissement est souvent utilisé pour réguler le flux, étant donné le mouvement alternatif du piston.

b. **Pompe rotative** : Le liquide est déplacé par des composants tournants : engrenages, vis ou palettes. Chaque tour d'arbre assure un volume constant de fluide transféré.

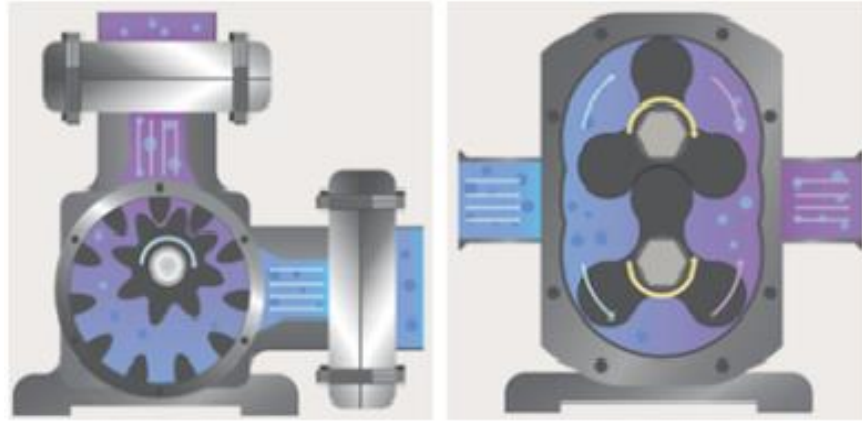


Figure 4.3 : Pompe rotative avec engrenages (à gauche) et lobes (à droite).

– **Caractéristiques**

- Faible débit ;
- Pressions modérées (glissement possible à haute pression ;
- Bonne compatibilité avec les fluides visqueux ;
- Sensibles aux solides pouvant obstruer les petits espaces.

– **Applications**

- Dosage de produits chimiques dans différentes étapes du traitement.

4.5 Caractéristiques techniques des pompes

On peut synthétiser les caractéristiques techniques principales d'une pompe centrifuge à travers l'analyse des trois courbes caractéristiques (QH, puissance absorbée et rendement), de la hauteur manométrique totale, et du point de fonctionnement [6].

4.5.1 Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les trois principales courbes caractéristiques, pour une vitesse de rotation constante, sont :

4.5.1.1 Courbe débit - hauteur (QH)

- Représente la variation de la hauteur manométrique H en fonction du débit Q .
- Forme réelle : parabolique décroissante, à cause :
 - Des pertes de charge internes (chocs, turbulence, ...etc.) ;
 - Du nombre fini d'aubages ;
 - De la forme réelle de la roue.

- Point F (débit nul) : appelé point à vanne fermée (ou point de barbottage), correspond à la Hmt maximale.

4.5.1.2 Courbe débit - puissance absorbée (QP)

- Représente la variation de la puissance absorbée P par la pompe en fonction du débit Q ;
- Forme de la courbe : croissante, car plus on augmente le débit, plus il faut d'énergie pour vaincre les pertes.

4.5.1.3 Courbe débit - rendement ($Q\eta$)

- Représente le rendement de la pompe en fonction du débit ;
- Forme de la courbe : en cloche, avec un rendement maximal à un débit optimal (point de fonctionnement idéal).

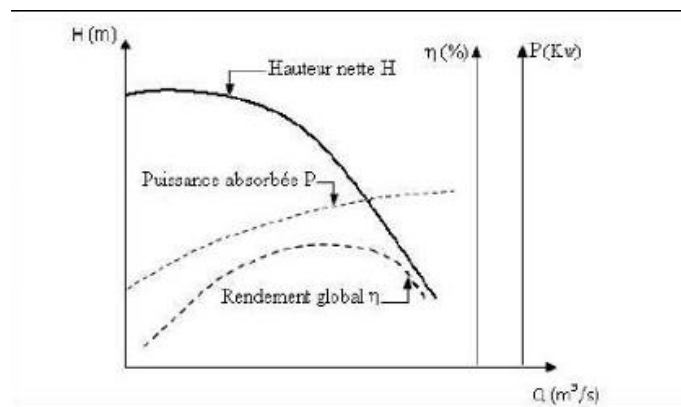


Figure 4. 3: Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

4.5.2 Hauteur manométrique totale (Hmt)

Elle comprend

- Hauteur géométrique (H_g) :

$$H_g = H_r - H_a = (z_3 - z_1) - (z_0 - z_1) \quad (4.1)$$

Avec :

- H_r : hauteur de refoulement (toujours positive) ;
- H_a : hauteur d'aspiration (positive ou négative selon si l'aspiration est en charge ou en dépression).

- Pertes de charge totales (J) :

Dans les conduites d'aspiration et de refoulement, on a :

$$HMT = H_g + J \quad (4.2)$$

4.5.3 Puissance absorbée (P) :

$$P = \frac{9,81 \times Q \times H}{\eta} \text{ (kwat)} \quad (4.3)$$

Avec :

- η : le rendement de la pompe ;
- 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) ;
- Q : le débit (m^3 / s).

4.5.4 Point de fonctionnement

Sa détermination est comme suit :

- **Point d'intersection entre**
 - La courbe caractéristique de la pompe (QH) ;
 - La courbe caractéristique du réseau (conduite, pertes, ... etc.).
- **Conditions optimales**
 - Situé au maximum du rendement ;
 - Assure un fonctionnement stable, sans cavitation.

Les caractéristiques techniques à extraire d'une pompe centrifuge sont données dans le tableau 4.1.

Tableau 4-1 : Les caractéristiques techniques d'une pompe centrifuge.

Caractéristique	Symbole / Unité	Remarques
Débit	Q (m^3 / h ou L/s)	Fixé selon les besoins du système
Hauteur manométrique totale	H _{mt} (m)	Inclut H _g + pertes de charge
Puissance absorbée	P (KW)	Dépend de Q, H, et du rendement
Rendement	η (%)	Optimal au point de fonctionnement
Hauteur de refoulement	H _r (m)	Toujours positive
Hauteur d'aspiration	H _a (m)	Positive (charge) ou négative (dépression)
Courbes caractéristiques	QH , QP , Q η	Utilisées pour analyser le comportement de la pompe

Point de fonctionnement	(q, h)	Intersection entre la courbe réseau et la courbe de la pompe
-------------------------	--------	--

Lorsque ce point ne coïncide pas avec les exigences du système (débit ou hauteur souhaitée), il est nécessaire d'ajuster le système ou la pompe. Différentes méthodes peuvent être utilisées pour cela [5] :

A. Première méthode : modification du temps de pompage

Cette méthode consiste à ajuster la durée de fonctionnement de la pompe afin de compenser un débit non conforme. La relation utilisée est la suivante :

$$T_0 \times Q = T \times Q_1 \quad (4.4)$$

D'où :

$$T_0 = T \times Q_1 / Q \quad (4.5)$$

Avec :

- **T** : Temps initial de pompage ;
- **Q** : Débit réel de la pompe ;
- **Q₁** : Débit souhaité ;
- **T₀** : Temps de pompage nécessaire pour atteindre le volume désiré.

B. Deuxième méthode : régulation par étouffement (vannage)

Cette technique consiste à réduire le débit en fermant partiellement une vanne située en aval de la pompe, ce qui provoque une perte de charge supplémentaire. La perte de charge introduite est donnée par :

$$H = h' - h \quad (4.6)$$

Avec :

- **H** : Perte de charge introduite (en mètres) ;
- **h'** : Hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement désiré ;
- **h** : Hauteur manométrique au point initial, déterminée par l'intersection de la courbe de la pompe avec une ligne verticale passant par le débit désiré.

La puissance absorbée par la pompe devient :

$$P_a = \frac{g \times Q' \times h'}{\eta} \quad (4.7)$$

Avec :

- **g** : Accélération gravitationnelle (9,81 m/s²).
- **η** : Rendement de la pompe.
- **Q_o** : Débit ajusté.

C. Troisième méthode : rognage de la roue

Le rognage consiste à réduire le diamètre extérieur de la roue de la pompe, ce qui diminue la hauteur manométrique pour une même vitesse de rotation.

Le coefficient de rognage est calculé par :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} + \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (4.8)$$

Avec :

- **m** : Coefficient de rognage.
- **Q₁, H₁** : Débit et hauteur souhaités.
- **Q₂, H₂** : Débit et hauteur initiaux.

Le pourcentage de réduction du diamètre est :

$$r = 1 - m \text{ (\%)} \quad (4.9)$$

La puissance absorbée devient :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (KW)} \quad (4.10)$$

D. Quatrième méthode : variation de la vitesse de rotation

Réduire la vitesse de rotation de la pompe permet de diminuer à la fois le débit et la hauteur, ce qui déplace le point de fonctionnement vers la zone souhaitée.

Une courbe iso-rendement de type parabolique ($H = aQ^2$) est tracée pour déterminer le nouveau point de fonctionnement.

- La nouvelle vitesse de rotation s'exprime par :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (4.11)$$

- La puissance absorbée par la pompe :

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

4.6 La cavitation

La cavitation est un phénomène qui peut survenir dans une pompe lors de son fonctionnement, plus précisément lorsque la pression statique en un point de l'écoulement chute en dessous de la pression de vapeur du liquide. Cela entraîne la formation de bulles de vapeur dans les zones de basse pression. Ces bulles, en implosant lorsqu'elles atteignent des zones de plus haute pression, génèrent des bruits violents, des vibrations importantes ainsi qu'une érosion progressive des matériaux de la pompe [6].

Pour prévenir la cavitation, il est essentiel de respecter la condition suivante :

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r \quad (4.13)$$

Où :

- $(\text{NPSH})_d$: Hauteur Nette Positive d'Aspiration disponible ;
- $(\text{NPSH})_r$: Hauteur Nette Positive d'Aspiration requise par la pompe ;

Les formules de calcul de la NPSH disponible varient selon le type d'alimentation :

1. En cas d'alimentation en charge :

$$\text{NPSHD}_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (\Delta H_{a+T_v}) \quad (4.14)$$

Avec :

$$\frac{P_0}{g \times \rho} = P_{\text{atm}} - 0.0012 \times \delta \quad (4.15)$$

D'où :

$$(\text{NPSH})_d = 10.33 - 0.0012 \times \delta + H_a - J_{\text{asp}} - T_v \quad (4.16)$$

2. En cas d'alimentation en dépression :

$$\text{NPSHD}_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (\Delta H_{a+T_v}) \quad (4.17)$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration (m) ;
- ΔH_a : Pertes de charge à l'aspiration (m) ;
- P_0 : Pression absolue à l'entrée de la pompe (Pa) ;

- ρ : Masse volumique du liquide (kg/m^3) ;
- T_v : Pression de vapeur du liquide à la température de fonctionnement, exprimée en hauteur de colonne d'eau (m). Elle est de 0,24 pour $T = 20^\circ\text{C}$.

4.7 Choix du type de pompes utilisées dans l'adduction étudiée pour les différentes stations de reprise

4.7.1 La pompe 1 du chef-lieu

❖ Caractéristiques de la conduite

- $Q = 24 \text{ l/s}$
- $H_g = 79,19 \text{ m}$
- $H_{mt} = 83,361 \text{ m}$

❖ Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique Caprari, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire, à axe horizontal de type (HMu40-2/5E) :

- $Q_1 = 29,9 \text{ l/s}$
- $H_1 = 85,7 \text{ m}$
- $\eta = 75,8 \%$
- $(NPSH)_r = 3,41 \text{ m}$
- $P_a = 33,1 \text{ kW}$
- $N = 2900 \text{ tr/min}$

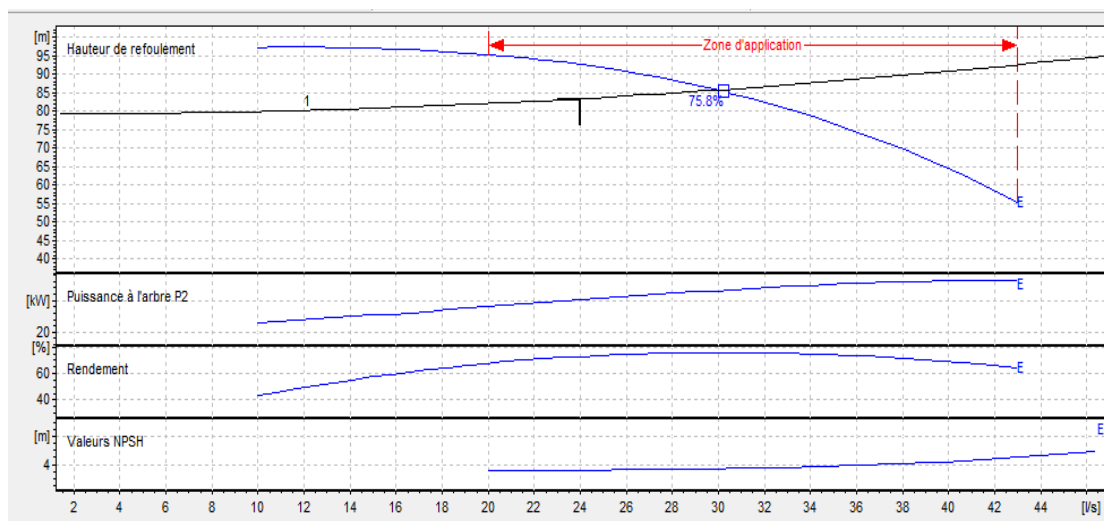


Figure 4.5: Les courbes caractéristiques de la pompe 1

D'après la figure (4.4), on remarque que le point de fonctionnement ($Q_1=29,9$ l/s ; $H_1= 85,7$ m) ne correspond pas avec le point désiré ($Q=24$ l/s ; $H=83,361$ m), donc on va faire des modifications dans le dimensionnement ou dans le fonctionnement de la pompe.

❖ **Réalisation du point de fonctionnement :**

A. Augmentation du temps de pompage :

$$T_0 = T \times Q/Q_1 \quad (4.18)$$

D'où :

$$T_0 = 20 \times \frac{24}{29,9} = 16h05min$$

Le temps de pompage sera de 16h05min.

La puissance absorbée est :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (4.19)$$

D'où :

$$P_a = \frac{9,81 \times 0,029 \times 85,7}{0,758} = 32,16 \text{ kwatt}$$

B. Le vannage

$$H = h' - h \quad (4.20)$$

D'où :

$$H = 87 - 83,361 = 3,639 \text{ m}$$

La puissance absorbée est :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H'}{\eta} \quad (4.21)$$

D'où :

$$P_a = \frac{9,81 \times 0,024 \times 87}{0,758} = 27,02 \text{ kwatt}$$

C. Rognage de la roue

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

D. Variation de la vitesse de rotation

a. Calcul de la courbe iso-rendement

$$H_i = \frac{H}{Q^2} \times (Q_i)^2 = \frac{83,361}{24^2} = 0.145 \times Q_i^2 \quad (4.22)$$

Donc :

$$H_i = 0.145 \times Q_i^2 \quad (4.23)$$

La courbe iso-rendement coupe celle de la pompe au point P4 ($Q_4=41.39$ l/s, $H_4=37.69$ m) La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_4} \quad (4.24)$$

a. Calcul du nombre de tours

$$N' = 2900 \times \frac{71.1}{99.45} = 1037 \text{ tr/min}$$

$$P = \frac{0.09945 \times 9.81 \times 103.58}{0.773} = 130.73 \text{ kwatt}$$

Nous opterons pour la 1^{ère} variante, car elle présente une puissance minimale.

❖ Vérification de la cavitation

- CTP (SR)=459.1 m
- Cp= 450.12m
- Ha=CTP-Cp=459.1-450.12=8.93m
- NPSHr=3.41 m

$H_a > 0$, donc la pompe est montée en charge. En appliquant la relation (4.16), on aura :
 $(NPSH)_d = 10.33 - 0.0012 \times [CTP(SR)] + 6.2 - 0 - 0.24$

D'où : $(NPSH)_d = 15.83$ m

Remarque : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc cette pompe est correctement installée contre le phénomène de cavitation.

4.7.2 La pompe 2 de chef-lieu : « station de reprise Ath Wihdan »

❖ Caractéristiques de la conduite

- $Q = 4$ l/s
- $H_g = 13,82$ m

- **Hmt** = 146,032 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**=40,9 l/s
- **H**=145 m
- **(NPSH)_r**=1,95 m
- **Pa**= 72,52 kwatt
- **N**=1450 tr/min
- **η**=76,1%

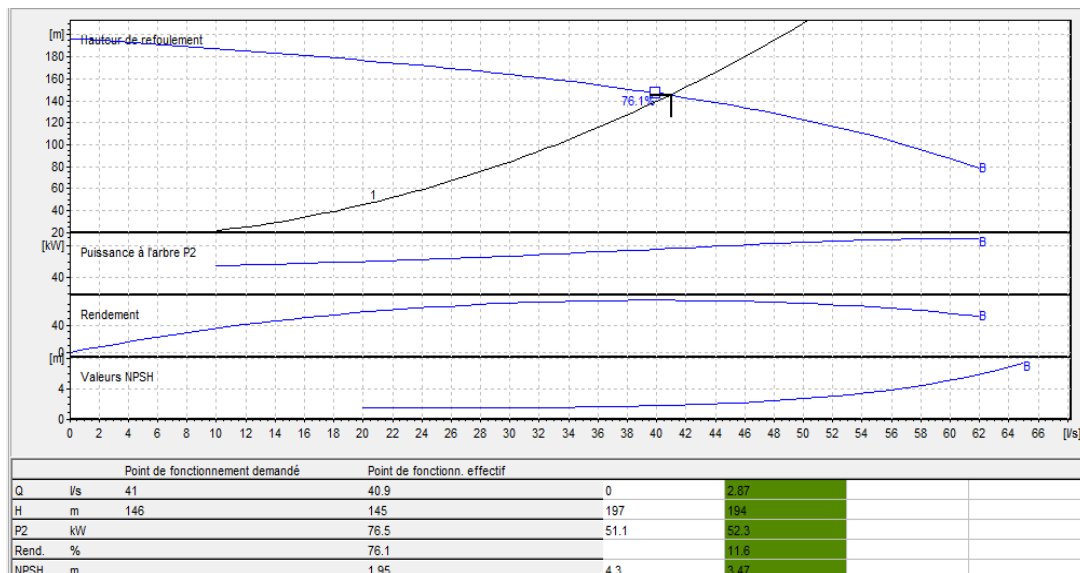


Figure 4.6 : Les courbes caractéristiques de la pompe 2

D'après la figure (4.5), on remarque que le point de fonctionnement ($Q_1=41$ l/s ; $H_1=145$) correspond avec le point désiré ($Q=41$; $H=146,032$).

❖ Etude de la cavitation :

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

$$(NPSH)_r = 1.95 \text{ m}$$

En appliquant la relation (4.14) ci-dessus, on aura :

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

D'où :

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc cette pompe est correctement installée contre le phénomène de cavitation.

4.7.3 La pompe 3 du chef-lieu, « station de reprise Hamda »

❖ Caractéristiques de la conduite

- $Q = 21 \text{ l/s}$
- $H_g = 72,02 \text{ m}$
- $H_{mt} = 113,137 \text{ m}$

❖ Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique Caprari, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (HMu40-2/5E) :

- $Q = 21,1 \text{ l/s}$
- $H = 113 \text{ m}$
- $(NPSH)_r = 1,94 \text{ m}$
- $P_a = 31,2 \text{ KW}$
- $N = 1450 \text{ tr/min}$
- $\eta = 74,9\%$

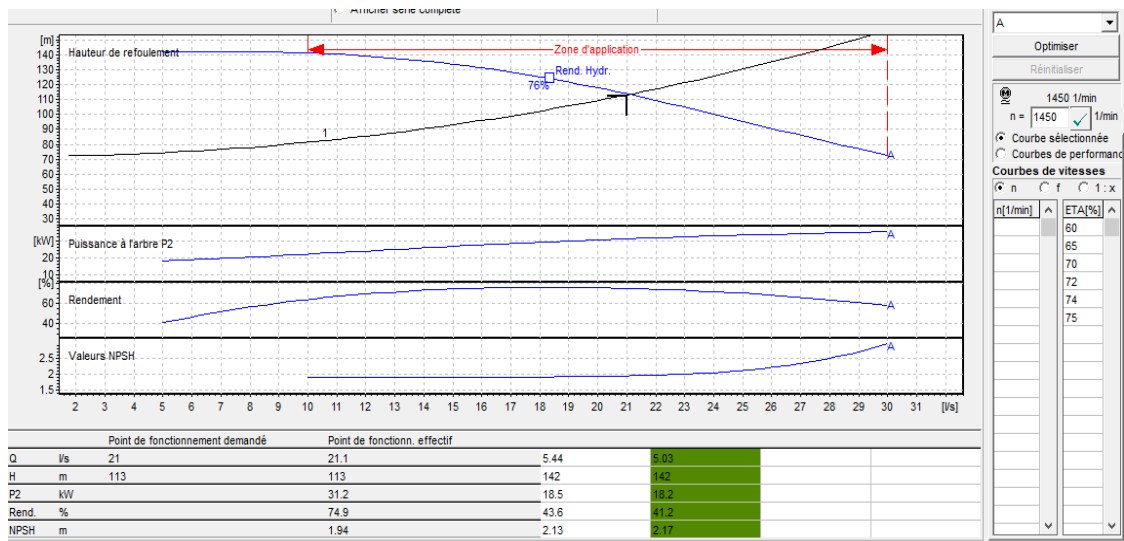


Figure 4.7: Les courbes caractéristiques de la pompe 3

D'après la figure (4.6), on remarque que le point de fonctionnement ($Q_1 = 21,1 \text{ l/s}$; $H_1 = 113 \text{ m}$) correspond avec le point désiré ($Q = 21 \text{ l/s}$; $H = 113,137 \text{ m}$).

❖ Etude de la cavitation :

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

$$(\text{NPSH})_r = 1.94 \text{ m}$$

En appliquant la relation (4.16) ci-dessus, on aura :

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

D'où :

$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$, donc cette pompe est correctement installée contre le phénomène de cavitation.

4.7.4 La pompe de la station de reprise Douar Tazmalt

❖ Caractéristiques de la conduite

- $Q = 61 \text{ l/s}$
- $H_g = 50,65 \text{ m}$
- $H_{mt} = 59,739 \text{ m}$

❖ Caractéristiques de la pompe

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

- $Q = 60,4 \text{ l/s}$
- $H = 59,6 \text{ m}$
- $(\text{NPSH})_r = 5,3 \text{ m}$
- $P_a = 46,7 \text{ KW}$
- $N = 2920 \text{ tr/min}$
- $\eta = 78,7\%$

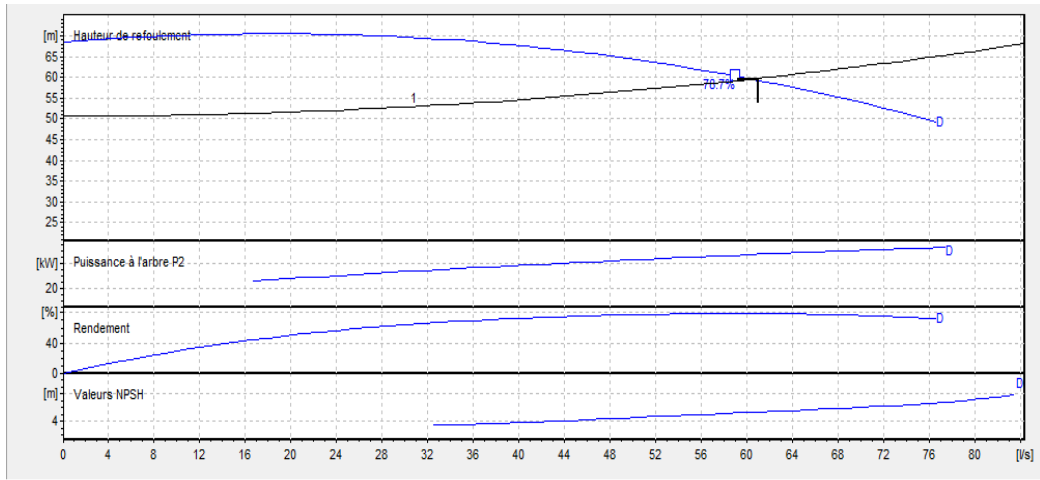


Figure 4.8 : Les courbes caractéristiques de la pompe à la station de reprise Douar Tazmalt.

D'après la figure (4.7), on remarque que le point de fonctionnement ($Q_1=60,41$ l/s ; $H_1=59,6$ m) correspond avec le point désiré ($Q=61$ l/s ; $H=59,739$ m).

❖ Etude de la cavitation

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

$$(\text{NPSH})_r = 5.3 \text{ m}$$

En appliquant la relation (4.14) ci-dessus, on aura :

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

D'où :

$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$, donc cette pompe est correctement installée contre le phénomène de cavitation.

4.7.5 La pompe de la station de reprise Ain El Bir

❖ Caractéristiques de la conduite

- $Q = 61$ l/s
- $H_g = 85,43$ m
- $H_{mt} = 96,083$ 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) :

- $Q=71,1$ l/s
- $H= 99,9$ m
- $(NPSH)_r= 2,51$ m
- $P_a= 90,3$ KW
- $N= 1450$ tr/min
- $\eta= 77,3\%$

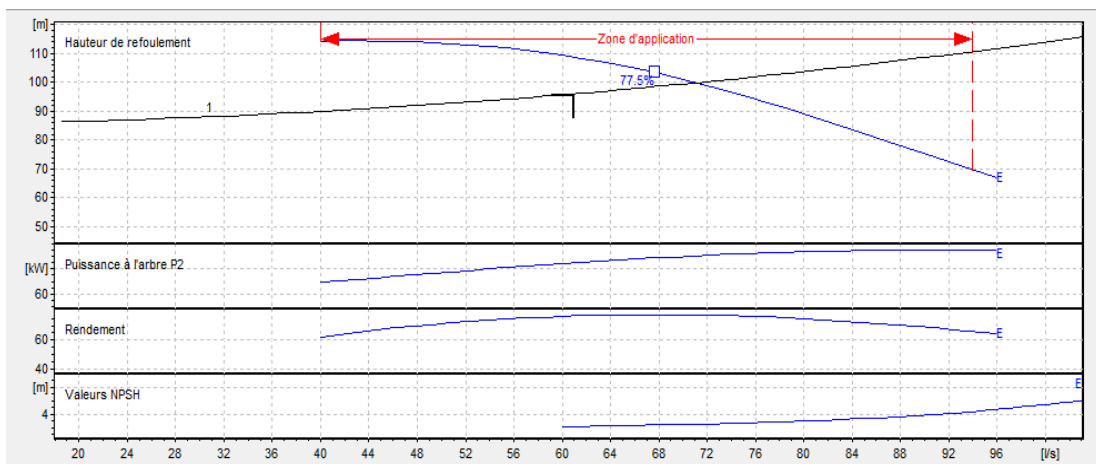


Figure 4.9 : Les courbes caractéristiques de la pompe à la station de reprise Ain El Bir

D'après la figure (4.8), on remarque que le point de fonctionnement ($Q_1=71,1$ l/s ; $H_1= 99,9$ m) ne correspond pas avec le point désiré ($Q=61$ l/s ; $H=96,083$ m), donc on va faire des modifications dans le dimensionnement ou dans le fonctionnement de la pompe.

❖ Réalisation du point de fonctionnement

A. Augmentation du temps de pompage

$$T_0 = 20 \times \frac{61}{71,1} = 17\text{h}16\text{min}$$

Le temps de pompage sera de 17h16min.

La pression absorbée sera : $P_a = \frac{9,81 \times 0,0711 \times 99,9}{0,773} = 90,14$ KW

B. Le vannage

$$H = 100 - 96,083 = 3,917 \text{ m}$$

La puissance absorbée est : $P_a = \frac{9,81 \times 0,0711 \times 100}{0,773} = 90,232$ kwatt

C. Rognage de la roue

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

D. Variation de la vitesse de rotation

b. Calcul de la courbe iso-rendement

$$H_i = \frac{H}{Q^2} \times (Q_i)^2 = \frac{96,083}{61^2} = 0,026 \times Q_i^2$$

Donc :

$$H_i = 0,026 \times Q_i^2 \quad (4.23)$$

La courbe iso-rendement coupe celle de la pompe au point P4 ($Q_4 = 99.45$ l/s, $H_4 = 103.58$ m)

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_4}$$

c. Calcul du nombre de tours

$$N' = 1450 \times \frac{71.1}{99.45} = 1037 \text{ tr/min}$$

$$P = \frac{0.09945 \times 9.81 \times 103.58}{0.773} = 130.73 \text{ kwatt}$$

Nous opterons pour la 1^{ère} variante, car elle présente une puissance minimale.

❖ Vérification de la cavitation

- CTP (SR) = 382.15 m
- Cp = 376,02m
- Ha = CTP - Cp = 382.3 - 76.02 = 6.13m
- NPSHr = 2.51 m

$H_a > 0$, donc la pompe est montée en charge. En appliquant la relation (4.16), on aura :
 $(NPSH)_d = 10.33 - 0.0012 \times [CTP(SR)] + 6.2 - 0.0.24$

D'où : $(NPSH)_d = 15.83$ m

Remarque : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc cette pompe est correctement installée contre le phénomène de cavitation.

4.8 Conclusion

Dans ce chapitre, l'exploitation du catalogue des pompes nous a permis d'identifier les modèles les plus adaptés aux exigences du projet, en privilégiant la solution la plus réalisables. Enfin, nous avons vérifié la condition de la non cavitation.

Chapitre 5
Etude du Coup de bélier

5.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons étudier le phénomène du coup de bélier qui se manifeste lors d'un écoulement transitoire dans une conduite, généralement à la suite d'une variation rapide du débit notamment en aval. Ce phénomène engendre des surpressions ou des dépressions soudaines pouvant endommager les installations hydrauliques, il est donc essentiel d'analyser ses causes et effets, afin de mettre en place des solutions techniques efficaces pour atténuer ses impacts. Une telle démarche permet non seulement de sécuriser les réseaux mais aussi d'optimiser les coûts de dimensionnement des conduites, en les adaptant aux pressions réelles qu'elles devront supporter.

5.2. Causes principales du phénomène coup de bélier

Le coup de bélier survient généralement à la suite de changements brusques dans le régime d'écoulement de l'eau dans une conduite. Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont [5] :

- Fermeture instantanée ou trop rapide d'un robinet-vanne placé à l'extrémité d'une conduite d'adduction : ce qui provoque un arrêt soudain du flux d'eau.
- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement vers un réservoir : souvent à cause d'une disjonction électrique ce qui interrompt brutalement l'alimentation de la conduite.
- Démarrage d'un groupe électropompe avec la vanne en position ouverte.
- Démarrage ou arrêt d'une pompe qui débite dans une conduite déjà en charge (déjà alimentée) : provoquant une variation instantanée de vitesse du fluide.

5.3. Moyens de protection contre le coup de bélier

Face aux risques engendrés par le coup de bélier, notamment les surpressions et les dépressions pouvant endommager les conduites et les équipements, il est essentiel de mettre en place des moyens de protection adaptés, bien qu'il soit souvent impossible d'éliminer totalement ses effets, il est possible de les réduire à des niveaux acceptables pour garantir la sécurité et la durabilité des installations. Ces protections visent principalement à maîtriser les variations de pression dans les conduites que ce soit en écoulement gravitaire ou en présence d'une station de pompage [8].

5.3.1 Les dispositifs anti-bélier

Les principaux types de protection anti-bélier les plus utilisés sont [8] :

- **Les volants d'inertie** : Ils permettent de ralentir lentement l'arrêt du débit après la coupure du moteur. Cette solution est surtout adaptée aux conduites de refoulement courtes (en cas de dépression).
- **Les soupapes de décharge** : Ils servent à évacuer une partie de l'eau en dehors de la conduite lorsque la pression dépasse un seuil défini, généralement compris entre 104% et 110% de la pression maximale tolérée. Leur ouverture doit être rapide pour garantir une protection efficace contre les surpressions.
- **Les ventouses** : Les ventouses à trois fonctions sont utilisées pour : évacuer l'air présent dans les conduites, admettre de l'air présent lors de leur vidange, et éliminer les poches pouvant provoquer des coups de bélier. Elle se composent d'un flotteur sphérique en caoutchouc placé dans un corps en fonte (cas de dépression).
- **Les réservoirs d'air** : Sont des dispositifs efficaces contre le coup de bélier, ils contiennent de l'air comprimé et de l'eau. La compression et la détente de l'air permettent d'amortir les variations de pression (cas de dépression et surpression).
- **Les cheminées d'équilibre** : Elle joue le même rôle que les réservoirs d'air mais dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes et grandes on arrive à des ouvrages de dimension assez considérable.

5.4 Etude du coup de bélier

Cette étude vise à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons du réseau, et à vérifier que ces valeurs restent inférieures à la pression de service.

5.4.1 Valeurs numériques du coup de bélier

La célérité de l'onde (α) est déterminée à l'aide de la formule d'Allievi suivante :

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K \times D_{int}}{e}}} \quad (5.1)$$

Avec :

- α : 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 0,5 pour l'acier) ;

- **e** : Epaisseur de la conduite (m).

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

➤ **Cas de 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 de coup de bélier (m) ;
- **V₀** : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s) ;
- ❖ **La valeur maximale de la pression – surpression :**

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

- ❖ **La valeur maximale de la pression – dépression :**

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

Avec :

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

Où :

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

➤ **Cas de 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 maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de Michaud :

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

Avec :

- **L** : la longueur de la conduite (m).

Remarque : La valeur maximale du coup de bélier est moins élevée en cas de fermeture lente qu'en cas de fermeture brusque. Ainsi dans la présente étude nous considérerons le cas le plus défavorable à savoir celui d'une fermeture brusque.

5.4.2 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 le tableau (5.1).

Tableau 5.1 : Caractéristiques des différents tronçons (refoulement)

Tronçon	D _{int} (m)	D _{ext} (mm)	e (mm)	V (m/s)	L (m)
SR. Boudjellil – R. Chef-lieu	0,1308	160	14,6	1,787	1207,07
SR. Boudjellil – R. Douar Tigrine	0,1022	125	11,4	0,976	554,28
SR. Athouihdan – R. Ath ouihdan	0,0736	90	8,2	0,941	346,21
SR. Hamda – R. Hamda	0,0384	40	6,8	1,728	471,56
SR. Ain el bir – R. Ain el bir	0,090	110	10	0,944	1010
SR. Douar Tazmalt-R.Oulad dassen	0,0768	80	10,9	1,296	433,23

Les valeurs de coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (5.2).

Tableau 5.2 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (refoulement)

Tronçon	H _g (m)	H ₀ (m)	α (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	PNS (m)
SR. Boudjellil – R. Chef-lieu	137,4	147,4	943,76	171,92	319,32	-24,52	160
SR. Boudjellil – R. Douar Tigrine	87,33	97,33	1414,29	140,71	230,04	-43,38	160
SR. Ath ouihdan – R. Ath ouihdan	79,19	89,19	351,44	33,71	122,9	55,48	160
SR. Hamda – R. Hamda	72,02	82,02	1384,62	243,90	325,92	-161,88	40
SR. Ain el bir – R. Ain el bir	85,43	95,43	1414,29	13,61	109,04	81,82	160
SR. Douar Tazmalt-R.Oulad dassen	50,65	60,65	1375	181,65	242,3	-121	40

B. Interprétation des résultats :

D'après le tableau (5.2) ci-dessus, on remarque le long de la chaîne de refoulement que les dépressions ont des valeurs importantes pour les tronçons (SR. Boudjellil – R. Chef-lieu/ SR. Boudjellil – R. Douar Tigrine/ SRHamda – R. Hamda/SR. Douar Tazmalt-R.Oulad dassen). Donc on optera pour l'installation des ventouses comme moyen de protection.

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

A. Caractéristiques des tronçons :

Les caractéristiques des différents tronçons sont données dans le tableau (5.3).

Tableau 5.3 : Caractéristiques des tronçons (gravitaire)

Tronçon	D _{int} (m)	D _{ext} (mm)	e (mm)	V (m/s)	L (m)
R.DouarTigrine - SR. Atouhdan	0,090	110	10	1,258	355,95
R.Ath ouihdan – SR.Hamda	0,614	75	6,8	0,676	1469,10
R.Taourirt1 – R. Taourirt2	0,090	110	10	1,110	4124,61

Les valeurs de coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (5.4).

Tableau 5.4 : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (gravitaire).

Tronçons	H _g (m)	H ₀ (m)	α (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _a (m)	PNS (m)	Matériaux
R.Athouihan-SR.Athouihdan	13,82	23,82	52,12	6,68	30,05	17,14	160	PEHD
R.Athouihdan – SR.Hamda	17,99	17,99	113,99	7,85	25,84	10,14	160	PEHD
R.Taourirt1 – R.Taourirt2	114,61	124,61	351,06	39,72	164,33	84,9	160	PEHD

B. Interprétation des résultats :

D'après le tableau (5.4), on remarque que le long de la chaîne gravitaire, les surpressions ont des valeurs acceptables et ne présentent aucun risque pour les conduites, De même pour les valeurs des surpressions sont acceptables.

5.5 Conclusion

L'étude du coup de bélier a montré que les conduites gravitaires ne nécessitent pas de protection, car les pressions restent inférieures à la pression nominale et les dépressions sont acceptables.

Pour protéger les conduites en refoulement contre le phénomène du coup de bélier nous avons opté pour l'installation d'un anti-bélier dans les tronçons (SR. Boudjellil – R. Chef-lieu/ SR. Boudjellil – R. Douar Tigrine/ SR Hamda – R. Hamda/SR. Douar Tazmalt- R.Oulad dassen).

Chapitre 6
Les Systèmes d'Information
Géographique

6.1 Introduction

L'eau potable est une ressource essentielle à la vie et à la santé publique, mais sa gestion efficace représente un défi majeur, notamment dans les zones où l'infrastructure doit faire face à une demande croissante et à des contraintes techniques. La commune de Boudjellil, située dans la wilaya de Bejaia, connaît plusieurs difficultés liées à la distribution de l'eau potable, telles que des pertes importantes dues aux fuites, une répartition inégale de la ressource et des problèmes de pression dans certaines zones.

Face à ces enjeux, l'utilisation des Systèmes d'Information Géographique (SIG) offre une solution innovante et efficace pour optimiser la gestion du réseau d'eau potable. En permettant la cartographie précise du réseau, l'identification des points critiques et la simulation de scénarios d'amélioration, les SIG constituent un outil d'aide à la décision pour les gestionnaires et les autorités locales.

Dans ce chapitre, nous allons présenter la démarche adoptée pour modéliser le réseau d'adduction de la commune de Boudjellil à l'aide du logiciel QGIS.

On va résumer l'étude dans une plateforme SIG qui nous permet de représenter tous les éléments du réseau et faciliter leur suivi et leur gestion.

6.2 Présentation du Système d'Information Géographique

6.2.1 Définition de Système d'Information Géographique

Le système d'information géographique (SIG) est une technologie informatique conçue pour stocker, gérer et exploiter des bases de données géographiques. Il s'appuie sur des logiciels spécialisés permettant l'organisation, l'analyse et la visualisation de données spatiales.

L'objectif principal d'un SIG est de faciliter la prise de décision en matière d'aménagement du territoire et de gestion des ressources [9].

Un SIG repose sur cinq fonctionnalités essentielles, souvent appelées les "5A" [10] :

- **Abstraction** : évoquer une réalité du terrain de façon simplifiée, en adoptant ce qu'on modélise.
- **Acquisition** : Réunir les données.
- **Archivage** : Stocker et planifier les données dans une base spatiale ou attributaire.
- **Analyse** : Étudier les relations spatiales.

- **Affichage** : Les résultats ont été présentés sous forme de cartes ou graphiques.

6.2.2 Domaines d'application des SIG

Les SIG permettent d'étudier divers phénomènes à différentes échelles. Parmi leurs applications, on peut citer [11] :

A. Applications à grandes échelles :

- Gestion foncière et cadastrale.
- Planification urbaine.
- Gestion des réseaux.
- Gestion des espaces verts.

B. Applications à moyennes et petites échelles :

- Identification des sites optimaux.
- Études d'ingénierie routière.
- Prévention des risques naturels.

6.2.3 Mise en place de la banque de données urbaines

La gestion informatique des réseaux d'alimentation en eau potable (AEP) repose sur l'utilisation de plans cartographiques intégrant les éléments hydrauliques du réseau. Pour être exploités efficacement par un système d'information géographique (SIG), ces plans doivent être à jour et correctement référencés [9]. Voici les étapes à suivre :

A. Préparation des plans cadastraux

La première étape essentielle réside dans le fait de disposer de plans cadastraux mis à jour et géoréférencés. Cette harmonisation préalable permet d'assurer la cohérence des différentes sources de données.

B. Numérisation des plans existants

Une fois les plans cadastraux disponibles, leur numérisation est réalisée en couches d'information distinctes. Cette structuration facilite la manipulation et l'analyse des objets graphiques au sein d'un SIG.

Par ailleurs, les données attributaires associées aux objets graphiques doivent être organisées au sein d'une banque de données dédiée, assurant une gestion efficace des informations.

Enfin, le système peut également fournir des données de base essentielles pour les modèles de calcul hydraulique du réseau, telles que : l'altitude, la profondeur, le diamètre, la longueur et la nature des conduites, ainsi que les pentes.

Cette approche garantit une meilleure structuration et exploitation des informations pour la gestion et l'optimisation des réseaux d'AEP.

6.2.4 Avantages des SIG

L'utilisation d'un SIG présente de nombreux avantages, notamment [9] :

- ✓ Facilite l'intégration de données issues de sources diverses ;
- ✓ Il offre une capacité de stockage importante et fiable des données ;
- ✓ Il permet une mise à jour aisée des informations, assurant ainsi une meilleure fiabilité opérationnelle ;
- ✓ Il permet de mieux comprendre le territoire en montrant clairement comment les différents éléments sont situés et liés entre eux.

6.2.5 Les contraintes des SIG

Malgré leurs nombreux avantages, les SIG rencontrent plusieurs contraintes qui peuvent limiter leur mise en œuvre et leur efficacité. Les principales contraintes sont [9] :

- ✓ Un manque de personnel formé et compétent pour les utiliser correctement ;
- ✓ Le coût d'acquisition des données peut être élevé ;
- ✓ L'absence de formats standards ;
- ✓ Les outils disponibles ne permettent pas toujours une bonne gestion des aspects liés au temps.

6.3 Les logiciels SIG

Les logiciels SIG se divisent en deux grandes catégories :

- **Les logiciels propriétaires** : Développés par des entreprises privées, ils nécessitent une licence payante mais offrent généralement un support technique avancé et des fonctionnalités complètes.

Exemples : ArcGIS (Esri), MapInfo (Precisely), AutoCAD Map 3D (Autodesk).

- **Les logiciels libres et open source** : Ils sont gratuits et personnalisables, ce qui permet aux utilisateurs de les adapter à leurs besoins spécifiques.

Exemples : QGIS (Quantum GIS), GRASS GIS, gvSIG.

Dans notre cas, nous allons travailler avec QGIS.

6.3.1 Définition QGIS

QGIS (Quantum GIS) est un logiciel libre et open source du Système d'Information Géographique (SIG), qui permet d'analyser, visualiser et d'écrire les données géospatiales sur toutes les plateformes du bureau [9].

6.3.2 Les domaines d'utilisation de QGIS dans les projets SIG

Aujourd'hui, QGIS est utilisé dans les projets SIG suivants [11] :

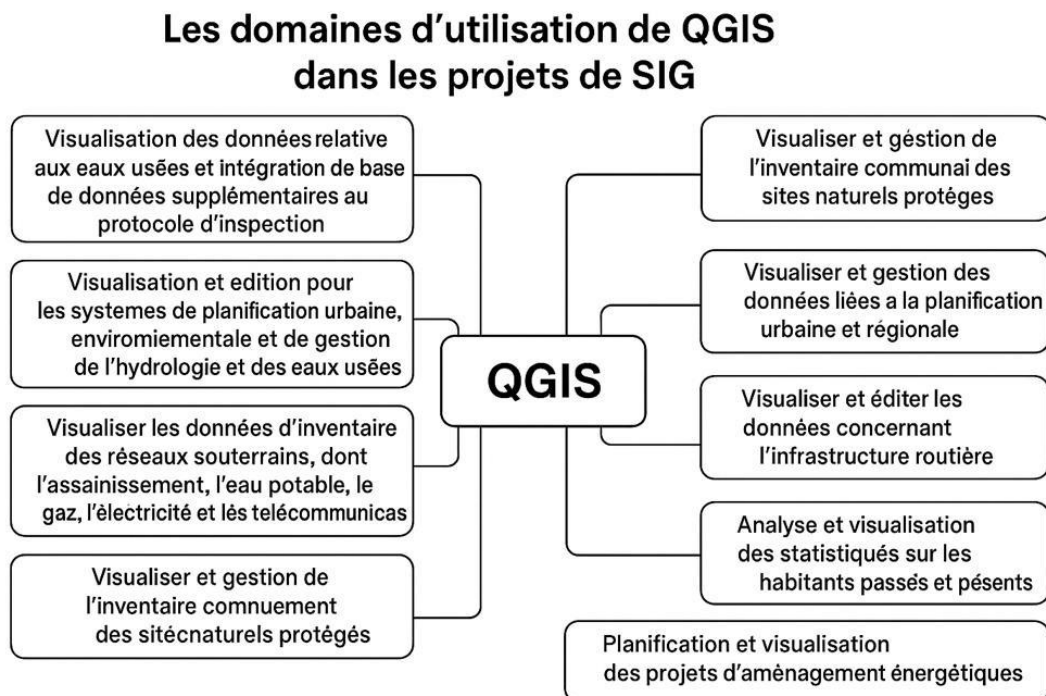


Figure 6.1 : Les domaines d'application de QGIS dans les projets SIG.

6.3.3 L'interface de QGIS

L'interface de QGIS est conçue pour offrir un environnement de travail intuitif et accessible tout en permettant une gestion avancée des données géospatiales. Voici un aperçu des éléments clés de cette interface et pour mieux comprendre l'environnement de travail sur QGIS, la figure 6.2 présente son interface principale [11] :

- ***Barre de menus***

Située en haut de l'écran, elle offre un accès rapide aux principales fonctionnalités du logiciel, comme l'ajout de couches, l'édition de données, l'analyse géospatiale et la gestion des projets.

- ***Barre d'outils***

Juste en dessous de la barre de menus, elle contient des icônes pour les actions courantes telles que la navigation, la sélection, le zoom, la création de nouvelles couches... etc. Ces outils sont souvent personnalisables en fonction des préférences de l'utilisateur.

- ***Panneau des couches***

Sur la gauche de l'écran, ce panneau liste toutes les couches géospatiales (vecteur, raster... etc.) actuellement utilisées dans le projet. Il permet de gérer leur visibilité, leur ordre et leur style d'affichage.

- ***Fenêtre de carte***

C'est l'espace principal où les données géospatiales sont affichées. Elle permet de visualiser et d'interagir avec la carte, d'effectuer des zooms, des déplacements, et de sélectionner des objets géographiques.

- ***Panneau de l'attribut***

Lorsqu'un objet ou une entité est sélectionné sur la carte, ce panneau affiche ses informations attributaires, telles que les données textuelles ou numériques associées à l'objet géospatial.

- ***Panneau de géo traitement***

Ce panneau regroupe les outils d'analyse géospatiale, permettant d'effectuer des opérations comme la géo-codification, la fusion de couches, les calculs de distances, et bien d'autres traitements.

- ***Console Python***

En bas de l'écran, la console Python permet aux utilisateurs avancés d'exécuter des scripts Python pour automatiser des tâches ou personnaliser l'interface et les fonctionnalités du logiciel.

- **Panneau de légende**

Ce panneau présente la légende des couches actives, ce qui permet de comprendre la signification des symboles et des couleurs utilisés sur la carte.

- **Panneau de navigation**

Permet de se déplacer rapidement dans la carte et d'effectuer des zooms avant/arrière.

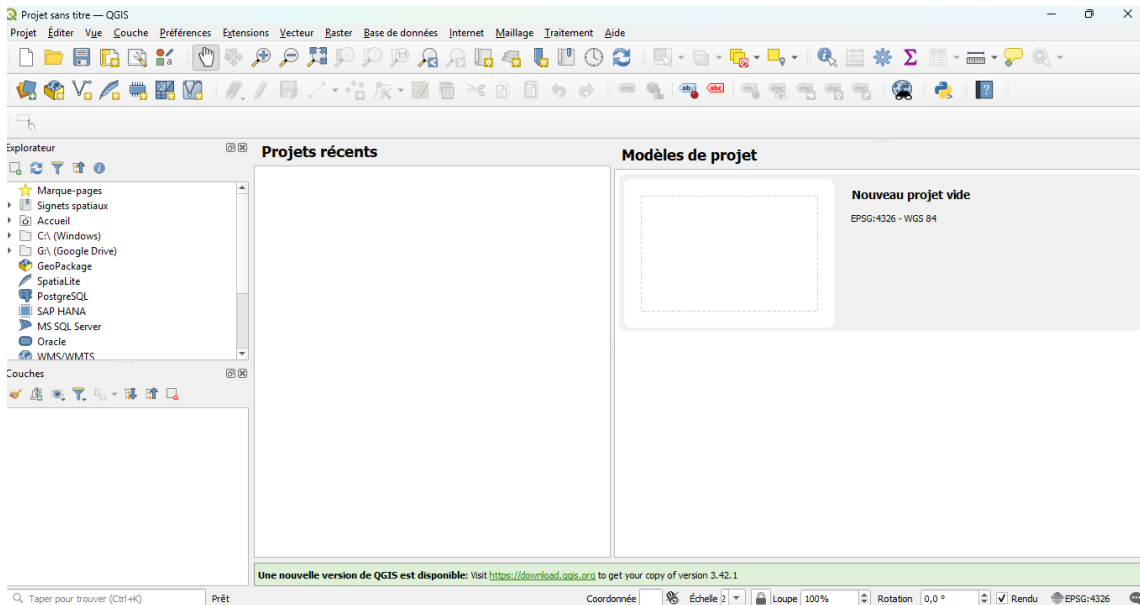


Figure 6.2 : L'interface de QGIS.

6.4 Les principes fondamentaux de fonctionnement de QGIS :

QGIS offre un large éventail de fonctionnalités, parmi lesquelles [11] :

- **Affichage des données** : QGIS permet de visualiser et superposer des couches raster et vecteur, même si elles ont des formats ou des projections différents.
- **Création de cartes** : On peut créer et explorer des cartes facilement grâce à une interface intuitive.
- **Gestion des données** : Le logiciel permet de créer, modifier, organiser et exporter des données spatiales.
- **Analyse spatiale** : QGIS propose plusieurs outils pour analyser les données géographiques.

- **Publication sur Internet** : Les cartes peuvent être mises en ligne pour être partagées.
- **Extensions** : Il est possible d'ajouter des fonctionnalités grâce à des extensions, notamment celles développées en Python.

QGIS permet d'utiliser et de lire plusieurs types de fichiers, par exemple les données vectorielles, les tableaux et les images raster, ce qui le rend plus accessible pour rassembler différentes sources d'information dans un même projet.

6.5 Objectif de l'utilisation de QGIS dans un projet d'AEP

Les objectifs principaux sont expliqués ci-après :

- **Cartographier l'existant** : Visualiser les infrastructures d'AEP sur le terrain (conduites, stations de pompage, réservoirs, ... etc.).
- **Analyser le terrain** : Utiliser les données d'altitude (MNT) pour évaluer les pentes, les zones en hauteur ou en contrebas, qui influencent la pression et le débit.
- **Planifier les interventions** : Aider à la prise de décision pour les travaux, grâce à une représentation claire et géoréférencée.
- **Produire des cartes thématiques** : Utiles pour la communication du projet aux parties prenantes (collectivités, entreprises, usagers).

6.6 Les avantages de QGIS

Le logiciel QGIS offre de nombreux avantages qui en font un outil performant et largement adopté dans les projets de cartographie et d'analyse spatiale. Parmi ses atouts les plus significatifs, on peut citer [11] :

- Il permet de visualiser les cartes et leurs transformations ;
- Son interface est simple à utiliser, même pour les débutants ;
- QGIS est un logiciel libre et open source ;
- Son ergonomie est comparable à celle de logiciels payants comme ArcGIS ou MapInfo ;
- Il est possible d'ajouter des fonctionnalités ou de soutenir leur développement, surtout si l'on maîtrise la programmation ;
- Le logiciel est en constante évolution grâce à des mises à jour régulières et à l'ajout de plugins (Python ou C++) ;
- Il dispose d'une documentation riche et d'une aide en ligne accessible.

6.7 Méthodologie

Dans le cadre de ce projet, nous avons utilisé une suite de logiciels complémentaires pour concevoir une plateforme SIG permettant de visualiser et de gérer les infrastructures hydrauliques. Cette démarche s'est déroulée en plusieurs étapes, en passant successivement par Google Earth, Global Mapper, AutoCAD, Epanet, QGIS.

6.7.1 Google Earth

La première étape a consisté à l'utilisation de Google Earth pour repérer et localiser l'ensemble des infrastructures hydrauliques de la zone d'étude (stations de pompage, réservoirs, forages, ... etc.). À partir de cette visualisation, nous avons dessiné un plan général en plaçant les repères nécessaires sur l'interface, la figure 6.3 présente la localisation des infrastructures hydrauliques repérées sur Google Earth.

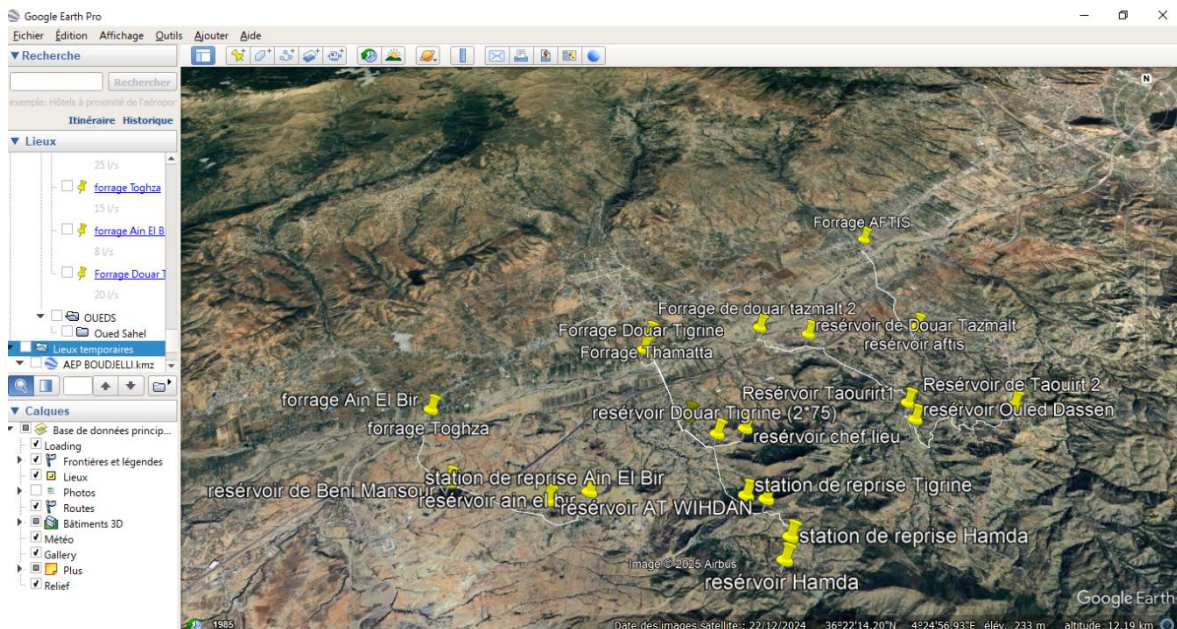


Figure 6.3 : Localisation des infrastructures hydrauliques sur Google Earth.

6.7.2 Global Mapper

Nous avons ensuite importé les données issues de Google Earth dans le logiciel Global Mapper afin de réaliser plusieurs opérations :

- **Changement du système de projection** : Nous avons converti les coordonnées dans le système UTM (Universal Transverse Mercator), adapté pour le traitement géographique de la région d'étude.

- **Téléchargement du MNT (Modèle Numérique de Terrain) :** Pour une meilleure précision altimétrique du terrain.
- **Exportation des données de Google Earth :** Via l'option File -> Export -> To Lidar Format -> DXF, ce qui permet de les rendre compatibles avec AutoCAD.
- **Organisation du travail :** Les fichiers DXF ont été enregistrés dans un dossier intitulé par exemple "AutoCAD_1", en vue de leur traitement ultérieur.

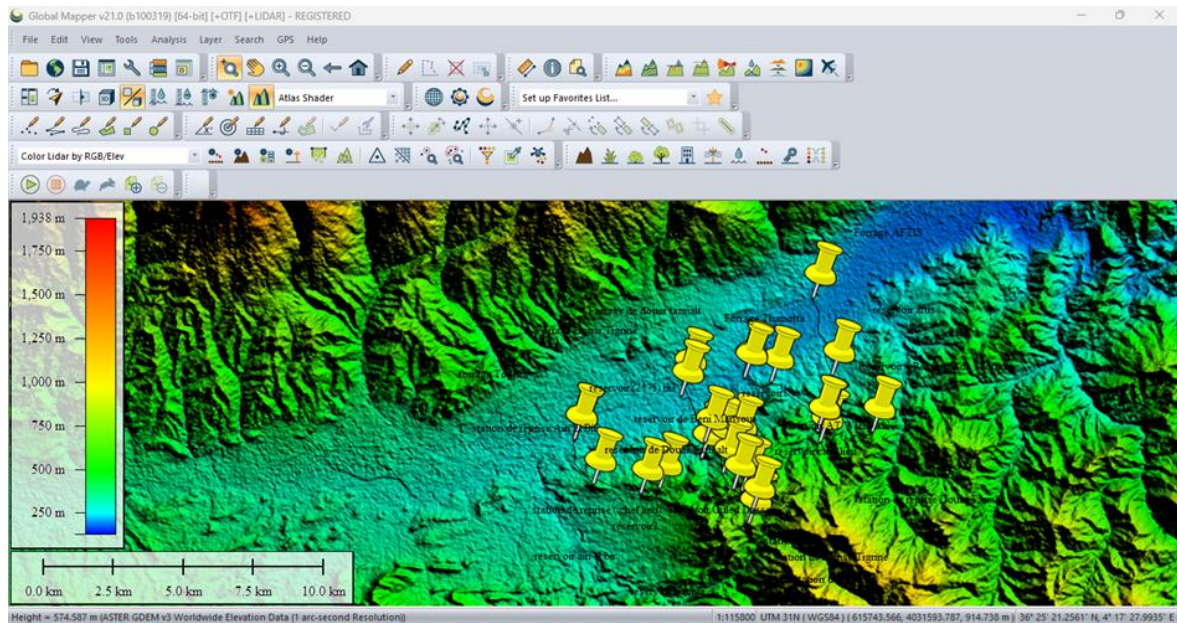


Figure 6.4: L'interface de Global Mapper.

6.7.3 AutoCAD

Dans le logiciel AutoCAD, les fichiers exportés ont été ouverts pour une phase de traitement graphique :

- **Zoom et affichage des entités :** Après avoir ouvert le fichier, nous avons ajusté l'affichage pour visualiser clairement les entités.
- **Sélection et modification des objets 3D :** Les objets 3D ont été sélectionnés (3D -> Sélectionner tout -> OK), puis coupés via l'outil d'édition.
- **Insertion dans une nouvelle fenêtre :** Une nouvelle fenêtre de dessin a été ouverte pour y coller les objets aux coordonnées d'origine.
- **Enregistrement :** Le fichier a été enregistré au format AutoCAD 2004/LT2004 (*.dxf) sous le nom "epacad.dxf" ou tout autre nom représentatif.

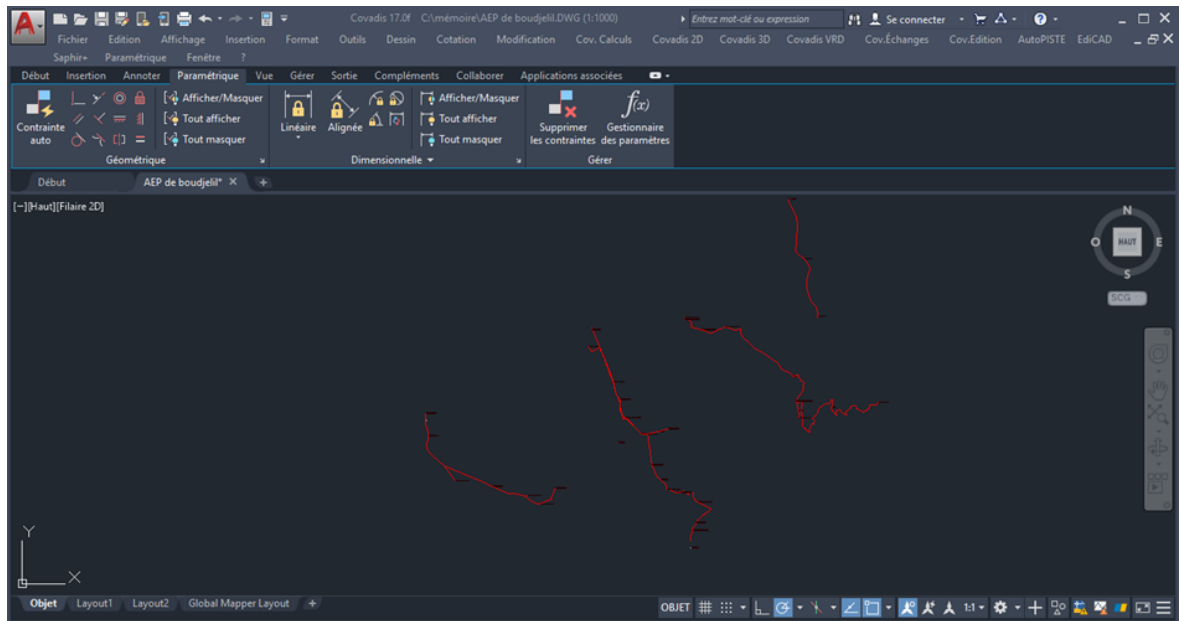


Figure6.5: L'interface de L'Autocad.

6.7.4 Traitement hydraulique avec Epacad

Enfin, les données DXF ont été intégrées dans Epacad, un logiciel spécialisé dans le dimensionnement des réseaux :

- Ouverture du fichier DXF dans Epacad ;
- Sélection de toute la partie pipe layer, sélection de 0 et 100 m³/h ;
- Changer la conversion mode à Nodes mode ;
- Génération du fichier hydraulique : les données ont été traitées pour générer un fichier de sortie (.ND) prêt à être exploité pour les calculs hydrauliques ;

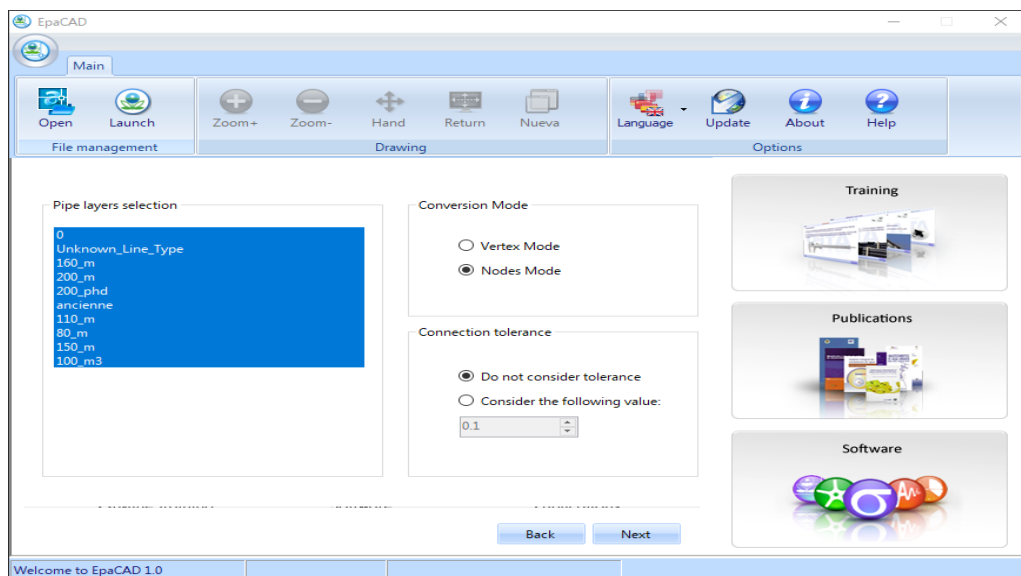


Figure6.6 : L'interface d'Epacad.

- ✓ Ces réglages permettent d'afficher automatiquement les étiquettes et les symboles des objets ajoutés au réseau.

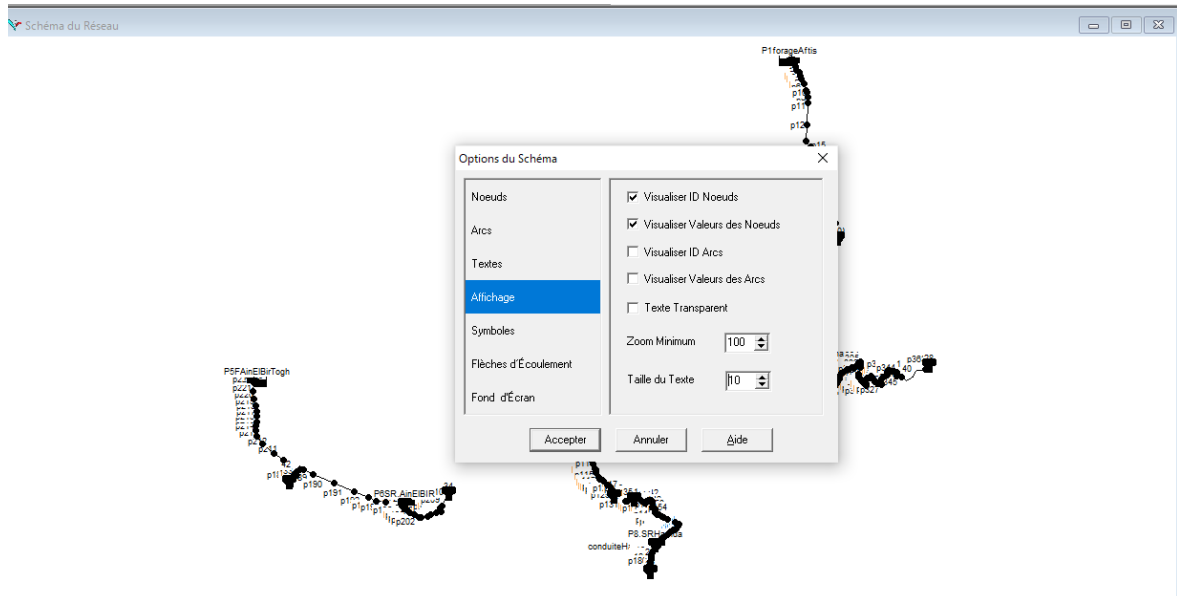


Figure 6.8 : Boîte de dialogue du schéma.

6.7.5.2 Édition des éléments du réseau

En sélectionnant l'ensemble du réseau via Édition → Éditer Groupe, nous avons modifié :

- Les noms de demande pour les transformer en noms de tuyaux.
- Modification des diamètres des conduites.

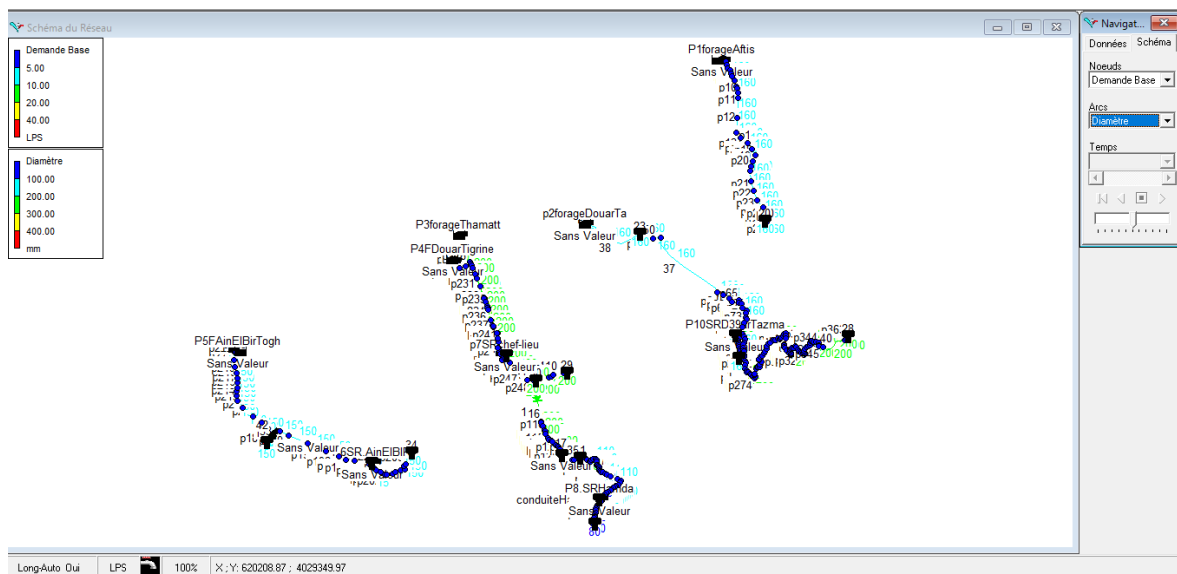


Figure 6.9 : Schéma après la modification.

6.7.5.3 Modélisation des forages (sources d'eau)

Les forages ont été modélisés sous forme de bâches, représentant une source de l'eau. Les paramètres suivants ont été renseignés :

- Nom du forage ;
- Altitude du nœud ;
- Altitude du forage réel ;
- Charge totale ;

Une pompe a ensuite été ajoutée entre la bâche et le réseau, afin de simuler le pompage de l'eau.

6.7.5.4 Réglage des unités et formules de calcul

Dans la boîte de dialogue "Hydraulique", nous avons défini les options suivantes :

- **Unité de débit** : Litres par seconde (LPS).
- **Formule de perte de charge** : Darcy-Weisbach (D-W)

6.7.5.5 Modélisation des réservoirs

Les réservoirs ont été configurés comme des structures à capacité variable, dont le niveau d'eau peut évoluer au cours du temps. Les paramètres suivants ont été renseignés :

- Altitude du fond ;
- Diamètre du réservoir ;
- Charge initiale ;
- Pression minimale ou maximale autorisée.

Un nœud de sortie a été ajouté à côté de chaque réservoir pour simuler la distribution de l'eau vers les villages. Ce nœud porte le nom du village qu'il alimente. L'altitude du nœud a été définie légèrement inférieure à celle du réservoir pour permettre l'écoulement par gravité. Une conduite relie ensuite ce nœud au réservoir.

- La demande de base a été saisie pour chaque nœud.
- Une courbe de variation de la demande (mise à jour horaire sur 24h).

6.7.5.6 Modélisation des pompes

Les pompes ont été configurées avec leurs courbes caractéristiques (débit, hauteur manométrique). Chaque pompe a été reliée à une courbe de fonctionnement sur 24 heures, représentant les variations de consommation journalière. Ces ajustements permettent de mieux équilibrer le modèle hydraulique.

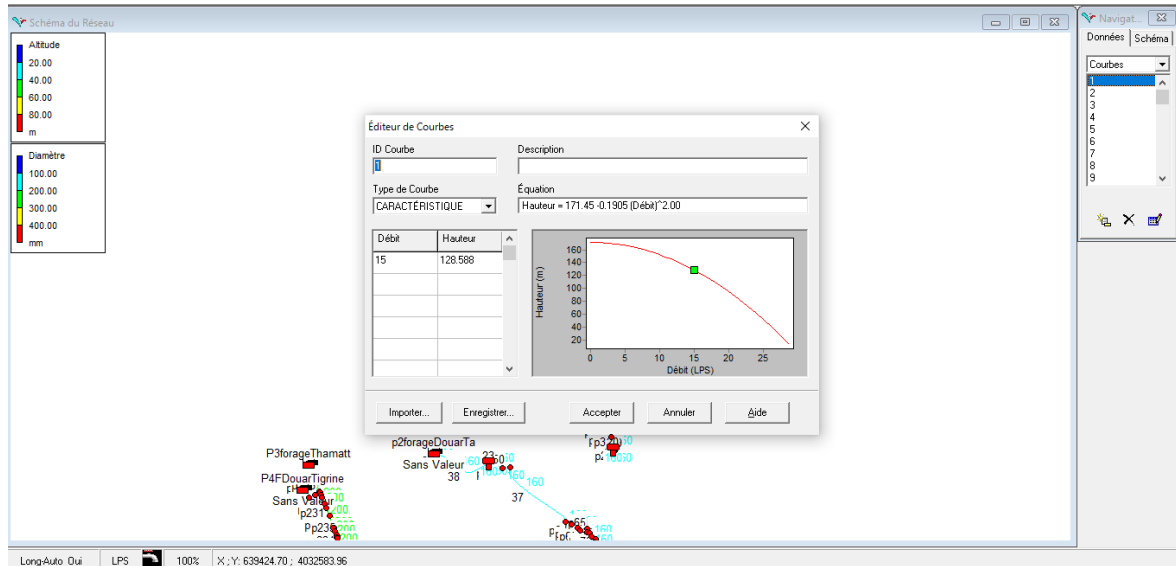


Figure 6.10 : Schéma L'éditeur de courbes.

6.7.5.7 Simulation du réseau

Une fois l'ensemble des éléments correctement modélisés, les paramètres renseignés, et les connexions vérifiées, nous avons lancé la simulation hydraulique. Cela a permis d'évaluer le fonctionnement global du réseau, d'analyser les pressions, les débits, et de vérifier la cohérence du dimensionnement.

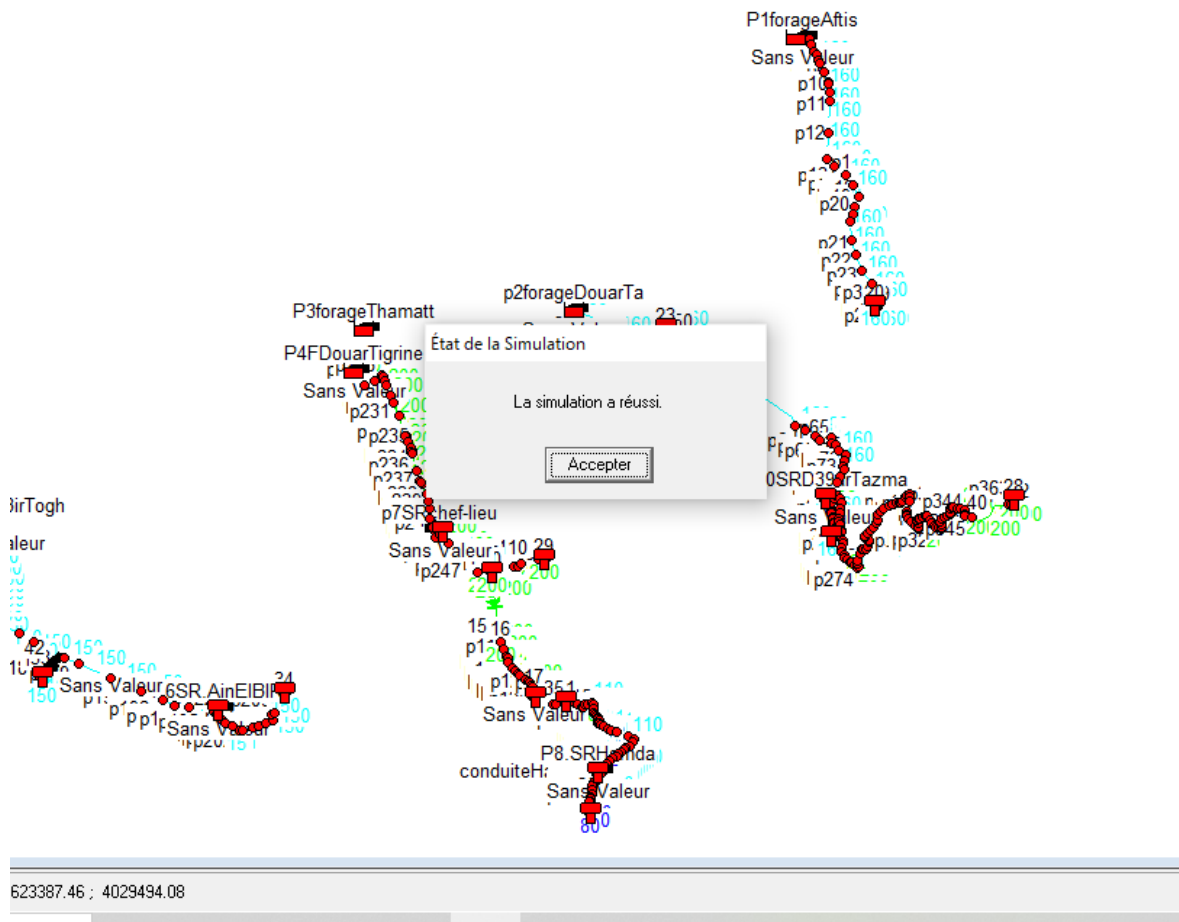


Figure 6.11 : Schéma de la simulation.

6.7.5 Les étapes de travail sur QGIS

Après avoir lancé la simulation hydraulique et extrait les données (débit, vitesse, pertes de charge...), je les ai intégrées dans QGIS. J'ai ensuite paramétré les couches, affiché les étiquettes (comme les diamètres des conduites), modifié le système de projection en WGS 84/UTM zone 31N, et enrichi la base de données attributaire en ajoutant des champs (comme le volume des réservoirs). Une fois cette étape terminée, les résultats ont été exportés vers Excel pour une exploitation plus détaillée. Nous avons poursuivi avec EPANET pour compléter les données avec les vitesses, puis j'ai exporté le projet vers Scénario au format (.inp). Ce fichier a été à son tour réintégré dans QGIS, avec les mêmes paramètres de projection, pour continuer l'analyse. Comme pour les premières couches, j'ai affiché les diamètres, débits ou altitudes en utilisant des étiquettes simples. Ce processus m'a permis de croiser les résultats de simulation hydraulique avec une représentation cartographique précise du réseau.

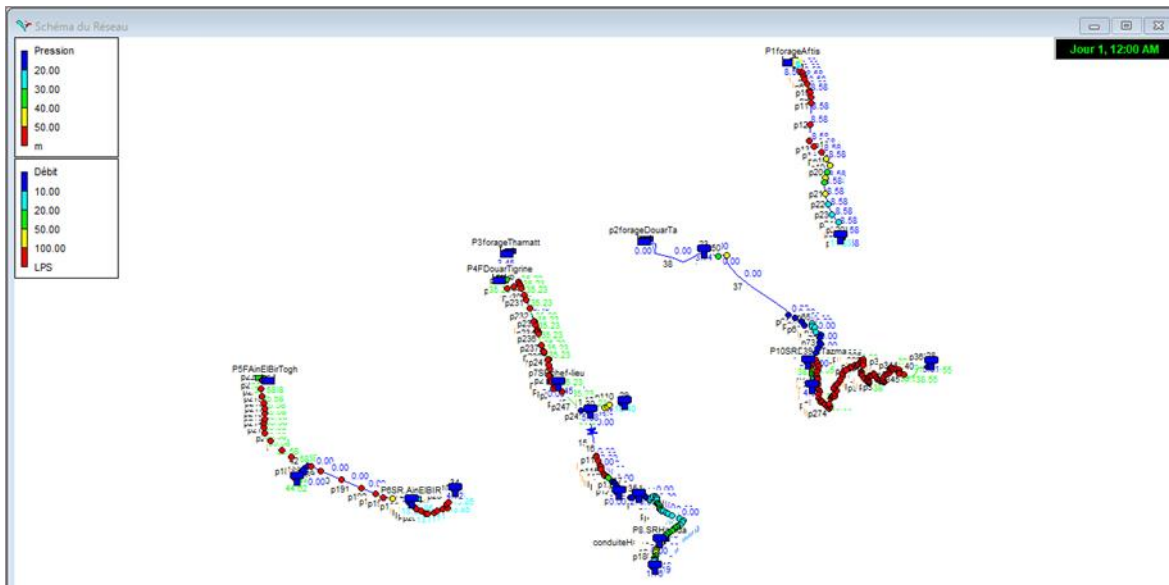


Figure 6.12 : *Shéma du réseau avec représentation des pressions,débit.*

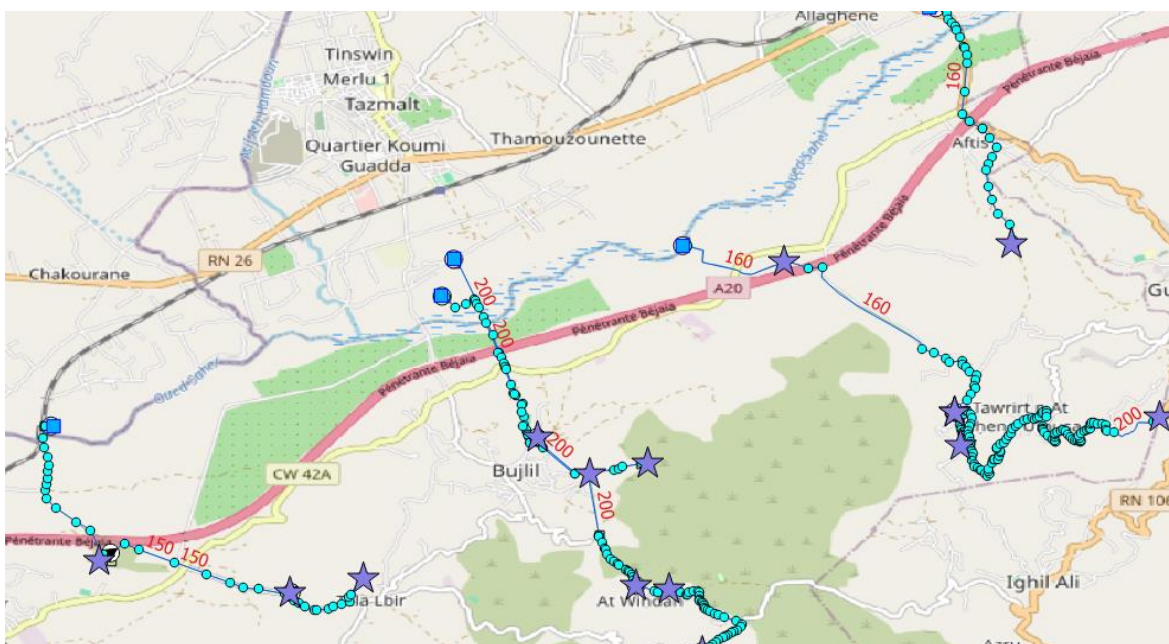


Figure 6.13 : Visualisation du réseau sur fond cartographique OpenStreetMap.

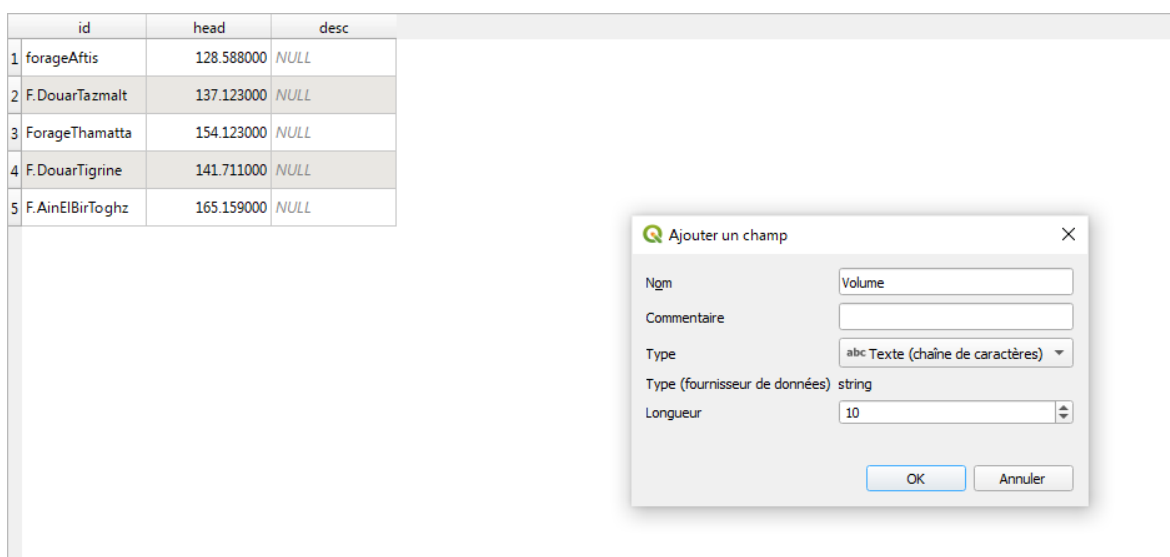


Figure 6.14 : Création d'un nouveau champ attributaire "volume" dans QGIS.

	id	head	desc	Volume
1	forageAftis	128.588000	NULL	200
2	F.DouarTazmalt	137.123000	NULL	300
3	ForageThamatta	154.123000	NULL	400
4	F.DouarTigrine	141.711000	NULL	500
5	F.AinElBirToghz	165.159000	NULL	600

Figure 6.15 : Table attributaire des forages avec le champ "volume" renseigné.

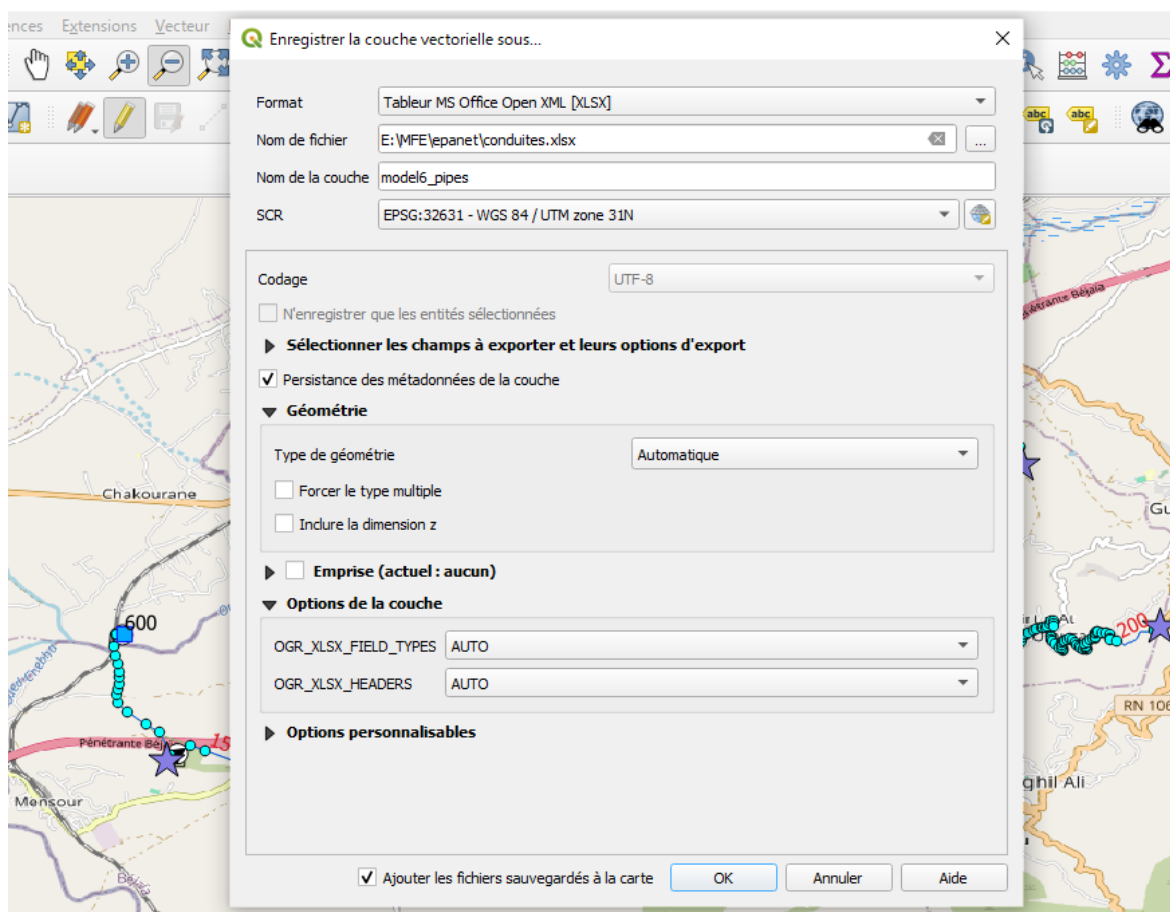


Figure 6.16 : Exportation d'une couche vectorielle au format excel dans QGIS.

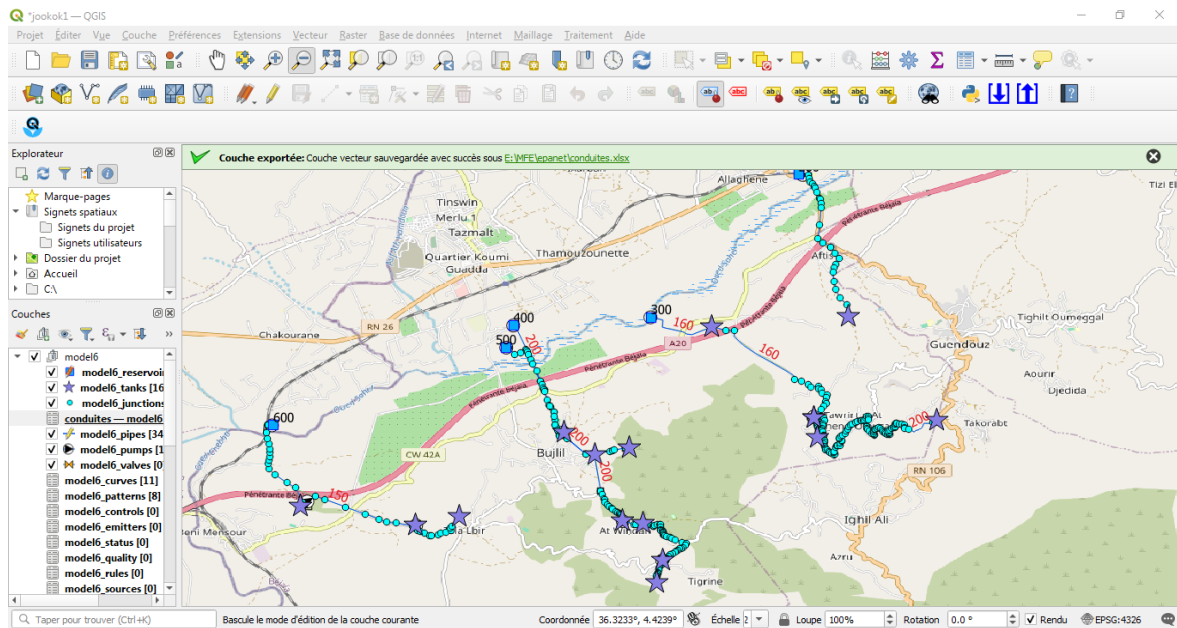


Figure 6.17 : Visualisation des réseaux de transport à l'aide d'un SIG sous QGIS.

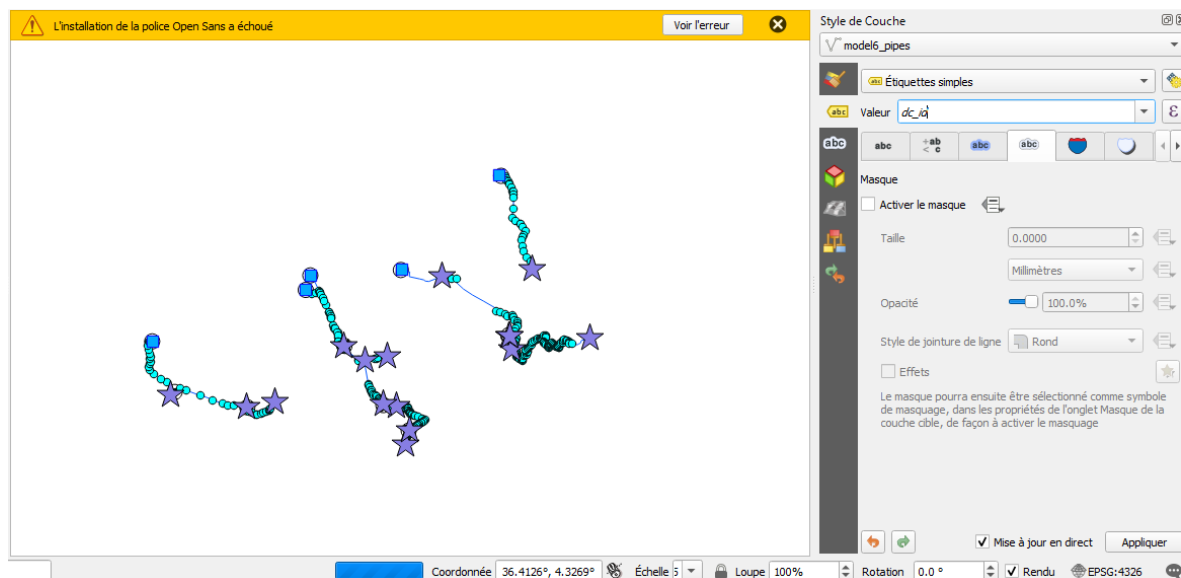


Figure 6.18 : Analyse spatiale de la gestion des couches et des attributs.

6.8 Conclusion

La modélisation du réseau d'AEP de Boudiellil avec QGIS a permis de représenter de manière plus claire et structurée l'ensemble des infrastructures du réseau.

Cette étape facilite le suivi, l'identification des problèmes et prépare efficacement l'analyse hydraulique future avec EPANET.

L'intégration SIG constitue ainsi une base essentielle pour une gestion plus efficace et durable du réseau.

Conclusion générale

Conclusion Générale

Ce travail de fin d'études a porté sur la conception et l'optimisation d'un projet d'alimentation en eau potable pour l'ensemble de la commune de Boudjellil, située dans la wilaya de Bejaïa, à partir de ressources souterraines mobilisées par forages. L'étude s'est appuyée sur des projections démographiques à l'horizon 2055, estimant une population de 17 370 habitants avec un taux de croissance annuel de 1,2%. Les besoins en eau ont été évalués à 11 521,77 m³/j, ce qui a servi de base au dimensionnement des infrastructures.

La vérification des capacités des réservoirs existants a mis en évidence des insuffisances nécessitant la création de nouveaux ouvrages de stockage dans plusieurs localités, notamment à Douar Tigrine, Ath Ouïhdan, Hamda, Benni Mensour, Aïn El Bir, Aftis et Taourirt. Ces réservoirs, de capacités variables, viendront compléter les installations existantes afin d'assurer une distribution fiable et continue de l'eau potable.

Le dimensionnement du réseau d'adduction a été réalisé dans le respect des normes techniques, notamment en ce qui concerne les vitesses admissibles et les pertes de charge. Les matériaux adoptés sont le PEHD PN16 et l'acier PN40. Le choix des pompes, effectué à partir du catalogue numérique Caprari, a permis de sélectionner des modèles répondant aux exigences de débits et de hauteurs manométriques, avec des ajustements visant à optimiser leur fonctionnement. Pour prévenir les conséquences du coup de bélier, des dispositifs de protection comme les ventouses ont été intégrés sur les conduites de refoulement. L'ensemble du projet a également bénéficié de l'apport du Système d'Information Géographique (SIG), outil essentiel pour la visualisation, la gestion et la modélisation du réseau. Des logiciels tels que Google Earth, Global Mapper, AutoCAD, EpaCAD, EPANET et QGIS ont été mobilisés de manière complémentaire pour développer une solution complète, cohérente et durable.

À travers ce mémoire, nous avons tenté d'apporter une réponse technique et méthodologique aux besoins d'alimentation en eau potable de la commune de Boudjellil. Nous espérons que cette étude contribuera à la mise en œuvre d'un projet réaliste.

*Références
Bibliographiques*

[1] www.wikipedia.org

[2] AIDALI, W., TIGHZER, L. (2016). Alimentation en eau potable de la commune de Boudjellil, wilaya de Bejaia. *Mémoire de fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option hydraulique urbaine*. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie.

[3] <https://www.meteoblue.com/en/weather/historyclimate/weatherarchive>

[4] Données recueillies auprès des services d'APC, ADES, subdivision d'hydraulique et d'agriculture de la commune de Boudjellil, wilaya de Bejaia.

[5] ABBAS, M., BAKOUCHE, H. (2019). Etude d'alimentation en eau potable de la commune de Kharrata à partir du barrage d'ighil Emda, wilaya de Bejaia. *Mémoire de fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option hydraulique urbaine*. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie.

[6] DUPONT, A. (1979) Hydraulique Urbaine, Tome II : Ouvrages de transport-Elévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris.

[7] <https://blog.wika.com/fr/general/les-pompes-au-coeur-des-installations-municipales-de-traitement-des-eaux>

[8] Berreksi, A. (2015). Hydraulique 3, Polycopié de cours. *L3 Hydraulique, Option Hydraulique Urbaine*. Université Abderrahmane Mira de Bejaia.

<https://elearning.univ-bejaia.dz/pluginfile.php/206256/modresource/content/1/BERREKSI%20%20COURS%20-%20HYDRAULIQUE%203%20-%20L3%20HU.pdf>

[9] BEDHOUCHE, B., KOUSSOURI, L. (2016). Elaboration d'un système d'information géographiques diagnostic et réhabilitation du réseau d'AEP de la commune de Tamridjet, wilaya de Bejaia. *Mémoire de fin d'Etudes, Master en hydraulique, Option hydraulique urbaine*. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie.

[10] KALLA, M. (2021). Introduction aux systèmes d'information géographique (SIG) , Polycopié de cours. *Géographie et Aménagement du Territoire, Option Gestion des risque environnement et sécurité civile et Topographie et Géomatique*. Université de Batna 2.

https://staff.univ-batna2.dz/kalla_mohamed/classes/gps-global-positionning-system/materials/cours-introduction-aux-sig-destine-au

[11] ADDDALA, M. (2020). Mise en œuvre des TOD (Terrain and obstacle Data) au profit de l'aérodrome D'Alger. *Mémoire de fin d'Etudes, Master en Aéronautique*. Université BLIDA-1, Algérie.

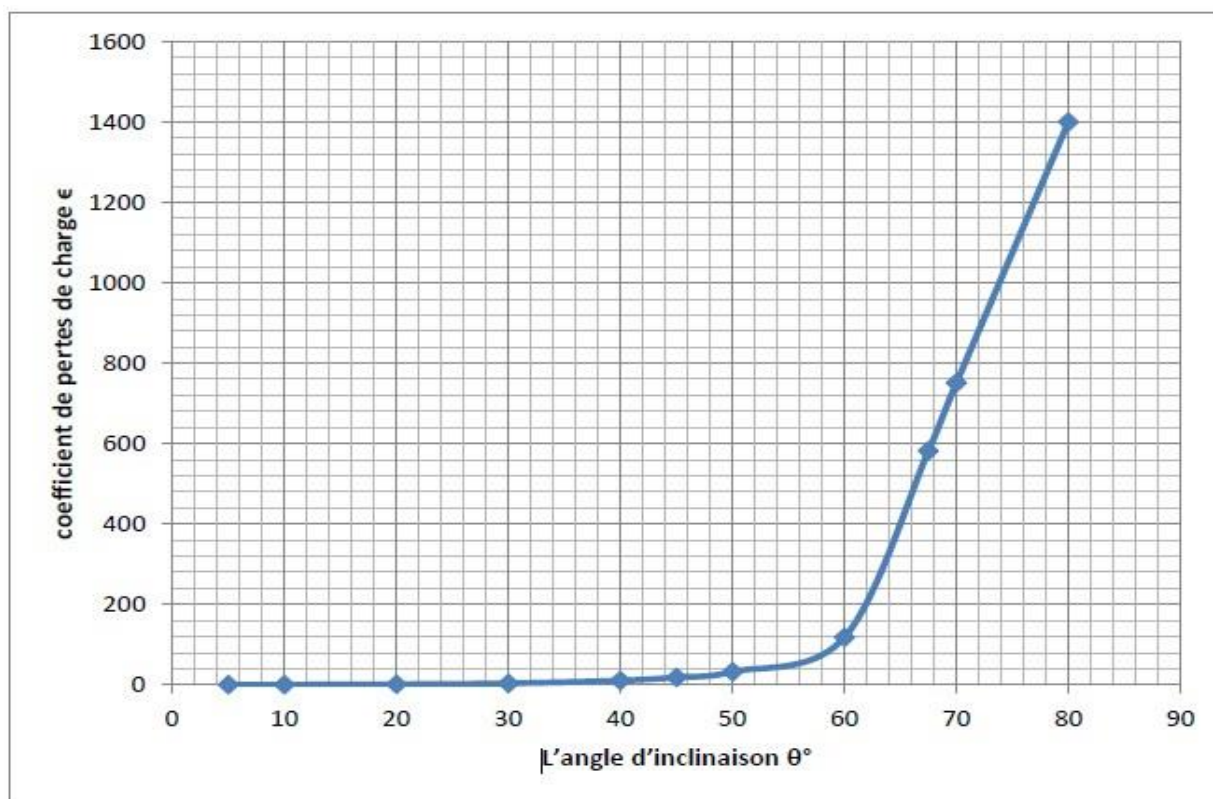
Annexes

Annexe 1 : Régime de consommation des agglomérations.

Heures	Coefficient de variation 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 : Evolution' du coefficient d'ouverture de la vanne ξ d'une vanne `a papillon
en fonction de son degr'e d'ouverture**

L'angle d'inclinaison θ	0 - 5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
a €	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**Annexe 4 : Prix de revient des conduites en Acier noir PN 40.**

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

Annexe 5 : 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

caprari

Modena - Italy

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

PM 100/ 2 E**Caractéristiques requises**

Débit	24 l/s
Hauteur de refoulement	83.4 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	29.9 l/s
Hauteur de refoulement	85.7 m
Puissance absorbée	33.1 kW
Rendement	75.8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	94.8 m
Orif. de refoulement	100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	45 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

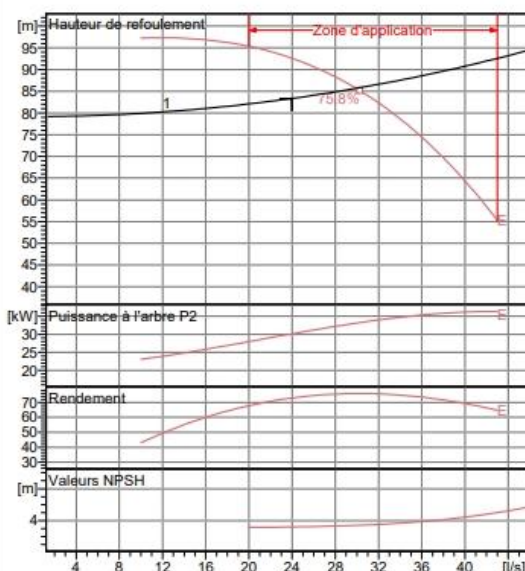
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	505 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 à billes	Acier
Presse-Etoupes	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

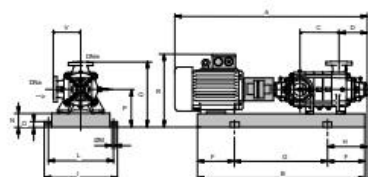
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

A = 1724
B = 1277
C = 170
D = 293
DNa = 125
DNm = 100
E = 210
F = 200
G = 877
H = 410
I = 600
L = 550
M = 20
N = 120
O = 42
P = 345
Q = 615
R = 726
V = 270



Notes:

Date 02/06/2025	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 125/ 7 B**Caractéristiques requises**

Débit	41 l/s
Hauteur de refoulement	146 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	40.9 l/s
Hauteur de refoulement	145 m
Puissance absorbée	76.5 kW
Rendement	76.1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	197 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	90 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

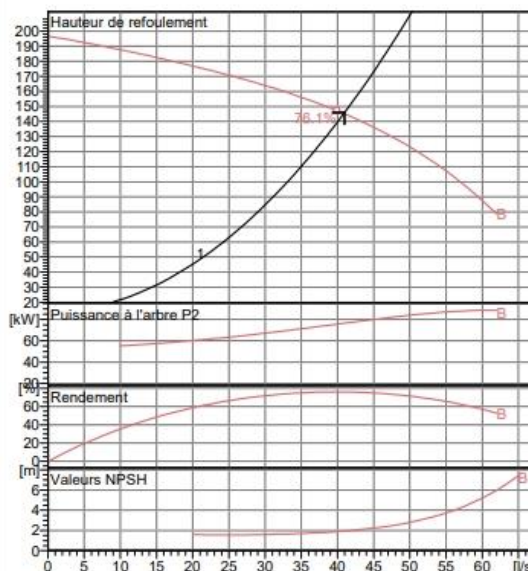
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	1270 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 à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

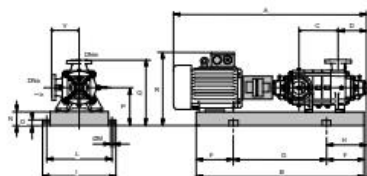
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

A = 2513
B = 2127
C = 745
D = 337
DNa = 150
DNm = 125
E = 244
F = 350
G = 1427
H = 594
I = 720
L = 670
M = 20
N = 140
O = 45
P = 420
Q = 740
R = 836
V = 320



Notes:

Date 08.06.2025	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

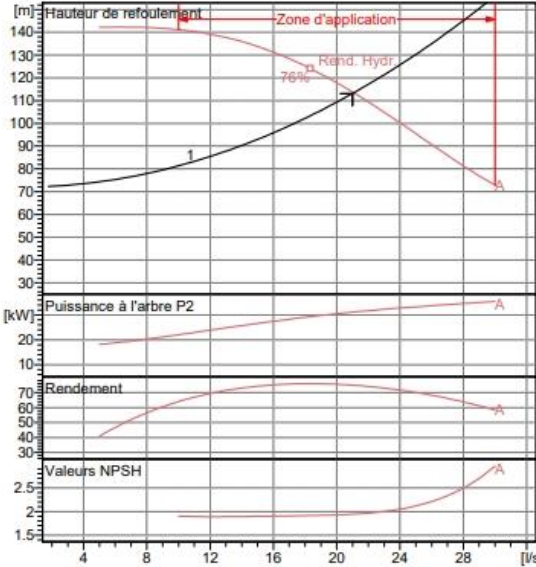
PumpTutor Version: 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

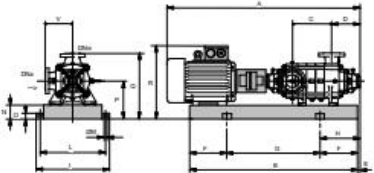
PM 100/ 7 A	
Caractéristiques requises	
Débit	21 l/s
Hauteur de refoulement	113 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	21.1 l/s
Hauteur de refoulement	113 m
Puissance absorbée	31.2 kW
Rendement	74.9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	143 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
Caractéristiques générales	
Poids	645 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étagé	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 = 1972
B = 1657
C = 545
D = 293
DNa = 125
DNm = 100
E = 210
F = 250
G = 1157
H = 460
I = 600
L = 550
M = 20
N = 120
O = 42
P = 345
Q = 615
R = 620
V = 270



Notes:			
Date 08/06/2025	Page 1	Offre n°	Pos.N°



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

MEC-AZ 3/100D**Caractéristiques requises**

Débit	61 l/s
Hauteur de refoulement	59.7 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	60.4 l/s
Hauteur de refoulement	59.6 m
Puissance absorbée	46.7 kW
Rendement	78.7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	68.5 m
Orif. de refoulement	100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	55 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

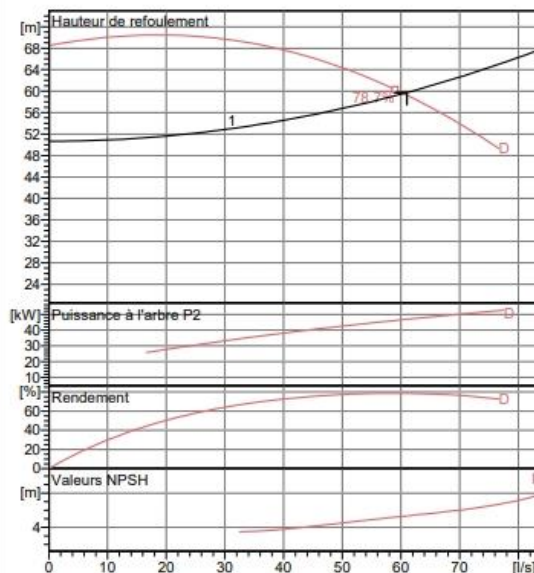
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	587 kg
-------	--------

Matériaux

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

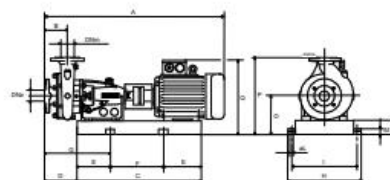
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
56.8	61.4	45.3	78.6	5.04

Dimensions mm

A = 1579
B = 150
C = 1183
D = 212
DNa = 125
DNm = 100
E = 200
F = 783
G = 412
H = 630
I = 580
L = 20
M = 42
N = 120
O = 370
P = 670
Q = 811



Notes:

Date 08/06/2025	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —

PM 150/ 5 E**Caractéristiques requises**

Débit	61 l/s
Hauteur de refoulement	96.1 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	71.1 l/s
Hauteur de refoulement	99.9 m
Puissance absorbée	90.3 kW
Rendement	77.3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	133 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	110 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

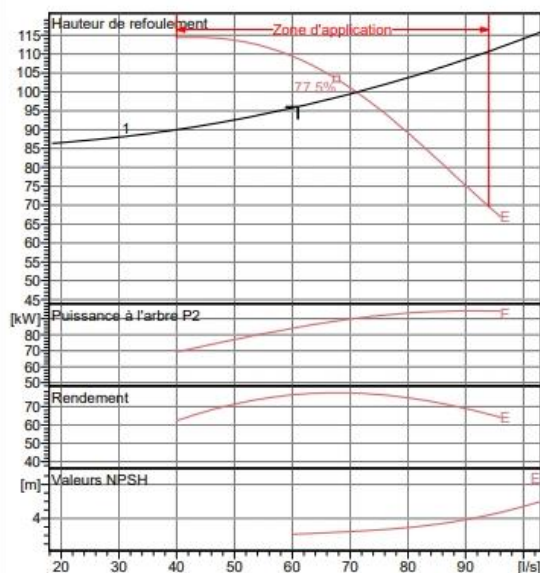
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	1810 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 à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

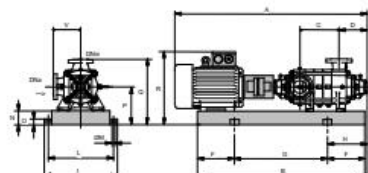
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

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

Dimensions mm

A = 2690
B = 2240
C = 735
D = 351
DNa = 200
DNm = 150
E = 241
F = 350
G = 1540
H = 591
I = 870
L = 820
M = 20
N = 160
O = 42
P = 475
Q = 845
R = 941
V = 370



Notes:

Date 08/06/2025	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Résumé

Le présent mémoire de fin d'études porte sur un projet d'alimentation en eau potable de la commune de Boudjellil, située dans la wilaya de Béjaïa. Après une analyse approfondie des caractéristiques du site, les besoins en eau de la population à l'horizon 2055 ont été estimés à 11521,77 m³/j. Une vérification des capacités des ouvrages existants a été réalisée, suivie de la conception de réservoirs supplémentaires afin de répondre à la demande future. Le dimensionnement des conduits d'adduction par refoulement ainsi que de plusieurs conduites gravitaires a été effectué, accompagné du choix d'un système de pompage adapté pour les stations de reprise. L'étude du phénomène du coup de bélier a mis en évidence des pressions admissibles sur la majorité du réseau, à l'exception de deux tronçons pour lesquels l'installation de ventouses a été proposée comme solution de protection. Par ailleurs, un système d'information géographique (SIG) a été utilisé pour l'ensemble du projet, à travers l'exploitation de plusieurs logiciels tels que Google Earth, Global Mapper, AutoCAD, EPANET et QGIS.

Mots clés : Alimentation en eau potable, réservoirs, adduction, pompes, coup de bélier.

Abstract

This final year project focuses on a drinking water supply project for the commune of Boudjellil, located in the wilaya of Béjaïa. After a detailed analysis of the site's characteristics, the water needs of the population by the year 2055 were estimated at 11,521.77 m³/day. An assessment of the capacities of existing infrastructures was conducted, followed by the design of additional reservoirs to meet future demand. The sizing of the pressurized supply pipelines as well as several gravity pipelines was carried out, along with the selection of a suitable pumping system for the booster stations. The study of the water hammer phenomenon revealed acceptable pressure levels throughout most of the network, except for two sections where the installation of air valves was proposed as a protective solution. Additionally, a Geographic Information System (GIS) was used throughout the project, utilizing several software tools such as Google Earth, Global Mapper, AutoCAD, EPANET, and QGIS.

Keywords : Drinking water supply, reservoirs, adduction, pumps, water hammer.

ملخص

تتناول هذه المذكرة مشروع تزويد بالمياه الصالحة للشرب لبلدية بوجليل الواقعة في ولاية بجاية. بعد تحليل دقيق لخصائص الموقع، تم تقدير احتياجات السكان من المياه في أفق سنة 2055 بـ 11521.77 مترًا مكعبًا في اليوم. تم التحقق من قدرات المنشآت القائمة، تلتها دراسة وتصميم خزانات إضافية لتلبية الطلب المستقبلي. كما تم حساب أبعاد قنوات الجر بالتدفق المضغوط وعدد من القنوات الجاذبية، مع اختيار نظام ضخ مناسب لمحطات الضخ المتكررة. كشفت دراسة ظاهرة المطرقة المائية عن ضغوط مقبولة في معظم أجزاء الشبكة، باستثناء مقطعين تم اقتراح تركيب صمامات هوائية فيهما كحل وقائي. بالإضافة إلى ذلك، تم استخدام نظام المعلومات الجغرافية (SIG) في جميع مراحل المشروع، وذلك من خلال توظيف عدة برامج مثل Google Earth و Global Mapper و AutoCAD و EPANET و QGIS.

الكلمات المفتاحية: التزويد بالمياه الصالحة للشرب، الخزانات، المضخات، المطرقة المائية