



Rapport de soutenance

En vue de l'obtention du diplôme
de Licence professionnelle en :

Hydraulique

Thème :

**Etude d'adduction en eau potable des communes : El
Adjiba, Ahnif, Ath Mansour, M'Chedeallah et Chorfa
de la wilaya de Bouira à partir de la station de
traitement du barrage Tilesdit**

Réalisé par :

- M^r : BEN YUCEF Fayçal

Encadré par :

- M^r : DJAFER KHODJA Hakim Maître de Conférences (IT-Bouira)

Corrigé par :

- M^{me} : REZIG Amina Maître Assistant (IT-Bouira)
- M^{me} : LATRECHE Sadjia Maître Assistant (IT-Bouira)

REMERCEMENTS

- *Tout* d'abord, je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et les moyens pour achever ce modeste travail.
- *Je* tiens à remercier vivement Mr Djaferkhodja Hakim mon encadreur, qui a donné un sens à notre travail grâce à ses conseils et ses orientations significatives.
- *Je* voudrai remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail.
- *J'*exprime ma gratitude à l'ensemble des enseignants du Département de Génie de l'eau et Génie des procédés qui ont contribué à notre formation, en espérant que cet humble travail fera crédibilité de leurs efforts.
- *Et* finalement je remercie toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Que ce travail témoigne de mes respects

A mes parents

Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études. Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments envers eux. Je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.

A mes sœurs et mes frères

Vous avez toujours été présents pour les bons conseils, Veuillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection. Je vous souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité. Je vous exprime à travers ce travail mes sentiments de fraternité et d'amour.

A tous mes amis

Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des frères, sur qui je peux compter.

Table des matières

Remerciement	
Dédicace	
Table de matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Résumé	
Introduction Générale	1
<u>Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude</u>	
1 <i>Préambule :</i>	4
2 <i>Introduction :</i>	4
3 <i>Situation géographique de la wilaya de Bouira :</i>	4
4 <i>Situation géographique de la Zone d'étude :</i>	6
4.1- Commune d'El Adjiba :	6
4.2- Commune d'Ahnif :	7
4.3- Commune d'Ath Mansour :	7
4.4- Commune de M'Chedallah :	8
4.5- Commune de Chorfa :	8
5 <i>Relief et morphologie :</i>	9
5.1- La partie Nord :	9
5.2- La partie Sud-Ouest :	9
5.3- La Partie Nord-Ouest :	9
5.4- La partie Ouest :	10
5.5- La Partie Sud :	10
6 <i>Situation climatologique :</i>	10
6.1- Précipitation :	10
6.2- Températures :	13
6.3- Diagramme de Gaussen :	15
a. Evaporation :	16
b. Vent :	17
c. Evapotranspiration :	19
7 <i>Situation hydraulique :</i>	21
8 <i>Situation géologique :</i>	22
9 <i>Caractéristique du projet :</i>	24

10	Tronçon à étudier :	25
11	Conclusion :	26

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau potable

1	Introduction :	28
2	Evaluation de la population :	28
3	Calcul des besoins à l'horizon 2050 :	29
3.1	Besoin domestique :	29
3.2	Besoin des équipements :	30
3.2.1	Besoin scolaire :	30
3.2.2	Besoin sanitaire :	30
3.2.3	Besoins socio-culturels :	31
3.2.4	Besoins administratifs et autres :	32
3.2.5	Besoin domestique des piquages :	32
4	Calcul débit maximum journalier :	33
5	Conclusion :	34

Chapitre 3 : Etude d'adduction

1	Introduction :	36
2	Types d'adduction :	36
2.1	Adduction gravitaire :	36
2.2	Adduction par refoulement :	37
2.3	Adduction mixte :	37
3	Choix du tracé :	37
4	Choix du type des conduites :	38
5	Etude technico-économique des conduites :	39
5.1	Calcul du diamètre économique :	39
5.2	Calcul de la vitesse d'écoulement :	40
5.3	Calcul des pertes de charges :	40
5.3.1	Pertes de charge linéaires :	40
5.3.1.1	Détermination de λ :	41
5.3.2	Pertes de charge singulière :	42
6	Résultats du calculs :	42
6.1	Adduction par refoulement :	43
6.2	Adduction graviataire :	44
7	Conclusion :	47

Chapitre 4 : Etude de réservoir

1	Introduction :	50
2	Exigence technique a satisfaire :	50
3	Fonction du réservoir :	50
4	Classification des réservoirs :	51
4.1	Leur position par rapport au sol :	51
4.2	Leur forme :	51
4.3	Leur mode de fermeture :	51
4.4	Matériaux de construction :	51
4.5	Selon l'usage :	52
5	Implantation du réservoir :	52
6	Choix du type du réservoir :	53
7	Fontainerie et équipement du réservoir :	53
7.1	Conduite d'adduction ou d'arrivé :	54
7.2	Conduite de distribution :	54
7.3	Conduite de trop-plein :	55
7.4	Conduite de vidange :	55
7.5	Conduite by-pass :	56
8	Système de matérialisation de la réserve d'incendie :	56
8.1	Système à deux prises :	57
8.2	Système à siphon :	57
9	Entretien des réservoirs :	58
10	Hygiène et sécurité :	58
11	Capacité du réservoir :	59
12	Conclusion :	61

Chapitre 5 : Choix des pompes

1	Introduction :	63
2	Généralités sur les pompes :	63
2.1	Définition d'une pompe :	63
2.2	Classification des pompes :	63
3	Choix du type de pompe :	64
4	Point de fonctionnement d'une pompe :	65
5	Courbes caractéristiques d'une pompe :	66
5.1	La courbe hauteur - débit « H = f (Q) » :	66

5.2	La courbe hauteur - débit « $H = f(Q)$ » :	66
5.3	La courbe rendement – débit :	66
6	Couplage des pompes :	66
6.1	Couplage des pompes :	66
6.2	Couplage des pompes :	67
7	Puissance absorbée :	67
8	Etude de cavitation :	67
9	Coup de bélier :	70
9.1	Définition du coup de bélier :	70
9.2	Coup de bélier dans les stations pompages :	70
9.3	Arrêt instantané d'une pompe :	70
9.4	Cause et conséquence du coup de bélier :	70
9.4.1	Les causes du coup de bélier :	70
9.5	Etude du coup de bélier :	71
9.5.1	Calcul de célérité de propagation d'onde (a) :	72
9.5.2	Valeur maximale du coup de bélier (B) :	72
9.6	Résultats de calculs :	72
10	Station de pompage SP_1 :	73
11	Conclusion :	73

Chapitre 6 : Simulation EPANET

1	Introduction :	75
2	Présentation du logiciel EPANET :	75
3	Modélisation et configuration du projet :	76
4	Exécution de la simulation :	79
5	Résultats de la simulation :	80
6	Interprétation des résultats :	81
7	Conclusion :	81
	Conclusion Générale	80

Bibliographie

Liste de figures

Figure 1 : Délimitation géographique de la Wilaya de Bouira (Saunier - Associes)	5
Figure 2 : Délimitation des Daira de la Wilaya de Bouira (Saunier - Associes)	5
Figure 3 : Délimitations Administratives des communes de la zone d'étude (Saunier - Associes).....	6
Figure 4 : Situation des communes de la zone d'étude (Saunier - Associes)	6
Figure 5 : Carte du relief de la wilaya de Bouira(Saunier - Associes).....	10
Figure 6 : Carte pluviométrique de la région de Bouira «	11
Figure 7 : Histogramme des répartitions annuelles des précipitations	12
Figure 8 : Evolution des précipitations annuelles (Station pluviométrique de M'Chedallah).....	13
Figure 9 : Evolution des températures moyennes, maximales et minimales (<i>Station météorologique de Bouira</i>).....	14
Figure 10 : Evolution des températures moyennes (<i>Station météorologique de Bouira</i>).....	14
Figure 11 : Diagramme ombrothermiques de Gaussen (<i>Station météorologique de Bouira</i>)	15
Figure 12 : Evolution de l'évaporation moyenne mensuelle 2008 (<i>Station météorologique de Bouira</i>)	16
Figure 13 : Répartition saisonnière de l'évaporation 2008 (<i>Station météorologique de Bouira</i>)	17
Figure 14 : Evolution de la vitesse moyenne mensuelle des vents et vitesse moyenne interannuelle (<i>Station météorologique de Bouira</i>).....	18
Figure 15 : Evolution de la vitesse moyenne mensuelle des vents (<i>Station météorologique de Bouira</i>)	18
Figure 16 : Evolution de l'évapotranspiration moyenne mensuelle (<i>Station météorologique de Bouira</i>)	20
Figure 17 : Evolution de l'évapotranspiration moyenne mensuelle (<i>Station météorologique de Bouira</i>)	20
Figure 18 : Adductions existantes dans l'aire de l'étude (Saunier - Associes).....	21
Figure 19 : carte géologique de l'Algérie échelle 1/800 000 (Saunier - Associes).....	23
Figure 20 : Légende de la carte figure 18 (Saunier - Associes).....	23
Figure 21 : Schéma global du projet	24
Figure 22 : Tronçon a étudier	25
Figure 23 : Adduction gravitaire.....	36
Figure 24 : Adduction par refoulement	37
Figure 25 : Emplacement du réservoir en altitude	53

Figure 26 : conduite d'adduction	54
Figure 27 : conduite de distribution	55
Figure 28 : Conduite de trop-plein.....	55
Figure 29 : Conduite de vidange.....	56
Figure 30 : Conduite de by-pass	56
Figure 31 : système a deux prises	57
Figure 32 : système a siphon	58
Figure 33 : Point de fonctionnement d'une pompe.....	65
Figure 34 : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	66
Figure 35 : Aspiration en sous pression	68
Figure 36 : Aspiration en dépression	69
Figure 37 : Interface de l'EPANE.....	75
Figure 38 : Configuration des options hydrauliques	76
Figure 26 : Options hydrauliques.....	77
Figure 39 : Tracé du tronçon étudié sur EPANET.....	77
Figure 40 : Point de fonctionnement deux pompes en parallèle.....	78
Figure 41 : Courbe caractéristique (équivalente) de la station SP1	78
Figure 42 : Lancement de la simulation.....	79
Figure 43 : Résultats de la simulation.....	79
Figure 44 : Résultats des nœuds	80
Figure 45 : Résultats des conduites.....	80

Liste des tableaux

Tableau 1 : Répartition annuelle des précipitations	12
Tableau 2 : Moyennes mensuelles des températures minimales et maximales	13
Tableau 3 : Pluies mensuelles et $2 \cdot T^{\circ}\text{C}$	15
Tableau 4 : Evaporation moyenne mensuelle.....	16
Tableau 5 : Vitesses mensuelles moyennes et vitesse moyenne interannuelle,.....	17
Tableau 6 : Evapotranspiration moyenne mensuelle	19
Tableau 7 : Nombre d'habitant actuel et projeté et le taux d'accroissement de chaque	28
Tableau 8 : La dotation journalière selon le nombre d'habitants. (GODART, 2008).....	29
Tableau 9 : besoins domestiques de chaque commune étudiée	29
Tableau 10 : Besoin scolaire	30
Tableau 11 : Besoin sanitaire	30
Tableau 12 : Besoins socio-culturels	31
Tableau 13 : Besoins administratifs et autres	32
Tableau 14 : Besoin domestique des piquages	32
Tableau 15 : Besoins totale domestique + équipements	33
Tableau 16 : Récapitulatif des différents besoins et leur majoration	34
Tableau 17 : Les caractéristiques des tronçons a étudier	42
Tableau 18 : Résultats du calcul de débit de pompage.....	43
Tableau 19 : Résultats du calcul des diamètre et débit	43
Tableau 20 : Résultats du calcul hydraulique du tronçon SP1-R1.....	43
Tableau 21 : Résultats du calcul de coup de bélier, surpression et dépression.....	44
Tableau 22 : Coefficients K' , m , B pour PEHD.....	45
Tableau 23 : Résultat du calcul de tronçon R1-R2	45
Tableau 24 : Présentation des calculs des diamètres et des pertes de charge	47
Tableau 25 : Résultat d'adduction et choix du diamètre.....	48
Tableau 26 : Résultats de calculs de capacité de bache SP1	69
Tableau 27 : Présentation des capacités des bâches et réservoir	61
Tableau 28 : Résultats de calculs de l'NPSH	69
Tableau 29 : Résultats de calcul des puissances absorbés par la pompe.....	67
Tableau 30 : Résultats de calcul de coup de bélier, surpression et dépression.....	72

ملخص :

تمثل مذكرة التخرج هذه دراسة مخصصة لتعزيز التزويد بالمياه الصالحة للشرب لخمس بلديات في المنطقة الشرقية لولاية البويرة و هي العجيبة, احنيف, اث منصور, امشد الله, الشرفاء, من سد تيلسديت. تهدف هذه المذكرة إلى انجاز وتصميم شبكة تعزيز إمدادات المياه التي تضمن التزويد بالمياه الصالحة للبلديات المعنية حتى سنة 2050 .

تتمثل هذه الدراسة في تحديد جميع خصائص شبكة التقريب المتمثلة في احتياجات و متطلبات المياه للمناطق المعنية، قنوات الامداد, الخزانات المائية, محطات الضخ. جميع نتائج التصميم المتحصل عليها تم محاكاتها باستخدام برنامج ايبانيت بغرض التحليل والتحقق من موثوقيتها وصحتها.

Résumé :

Ce mémoire fin d'études représente une étude consacrée à l'amélioration de l'approvisionnement en eau potable de cinq communes de la région orientale de la wilayat de Bouira : El Adjiba, Ahnif, Ath Mansour, M'Chedeallah et Chorfa. L'objectif de ce mémoire est d'achever et concevoir un réseau d'adduction qui assure l'approvisionnement en eau potable des communes concernées jusqu'à l'année 2050.

Cette étude consiste à déterminer toutes les caractéristiques du réseau d'adduction représenté à savoir : les besoins en eau des régions concernées, des conduites d'adduction, des réservoirs d'eau et des stations de pompage. Tous les résultats de conception obtenus sont simulés à l'aide d'un logiciel EPANET dans le but d'analyser et vérifier la conformité et la fiabilité de ce dimensionnement.

Abstract :

This graduate thesis represents a study devoted to improving the drinking water supply in five municipalities in the eastern region of the wilayat of Bouira: El Adjiba, Ahnif, Ath Mansour, M'Chedeallah and Chorfa. The objective of this brief is to complete and design a supply network that ensures the supply of drinking water to the municipalities concerned until 2050.

This study consists of determining all the characteristics of the supply network represented in the water needs of the regions concerned, supply pipes, water reservoirs and pumping stations. All the design results obtained are simulated using EPANET software in order to analyze and verify the conformity and reliability of this dimensioning.

Introduction générale

L'homme depuis son existence a su utiliser l'eau dans ses diverses activités que ce soit pour sa propre consommation ou pour l'agriculture. De nos jours l'eau demeure plus que jamais l'élément indispensable au développement de la vie humaine ainsi que celle de la faune et de la flore.

En Algérie, le problème de la satisfaction en eau demeure primordial. L'évaluation de la ressource en eau tant quantitative et qualitative devient une urgence pour répondre aux besoins en eau de l'alimentation en eau potable (AEP), de l'agriculture et de l'industrie. Face à cette situation préoccupante et face aux exigences de progrès que s'imposent les pays en voie de développement, le ministère des ressources en eau (MRE) a programmé plusieurs études en ce sens.

Devant une telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes ingénieux d'approvisionnement et de gestion des ressources hydriques pour satisfaire la demande qui ne cesse d'accroître.

Dans ce cadre, s'inscrit le thème de mon projet de fin d'études, où j'ai choisi d'étudier une partie d'un grand projet d'alimentation en eau potable de cinq communes de la wilaya de Bouira (El Adjiba, Ahnif, Ath Mansour, M'Chedeallah, Chorfa) à partir de barrage Tilesdit. Cette étude consiste à dimensionner l'adduction à partir de la station de pompage SP1 vers le point de piquage P3.

L'objet de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable de tronçon étudié, afin d'aboutir aux objectifs, notre travail sera articulé sur les points suivants :

- En premier lieu nous donnerons une idée générale sur le site et la situation hydrique dans la région d'étude.
- En second lieu, nous présenterons les estimations des différents besoins de la population, dans le but de faire un bilan des besoins à satisfaire à l'horizon futur.
- Le troisième chapitre sera consacré à l'étude de l'adduction.
- Dans le quatrième chapitre, on s'intéressera sur les réservoirs de stockage projetés ainsi que les stations de reprises
- Le choix des pompes à utiliser pour les stations de pompage, sera détaillé dans le cinquième chapitre.

- Enfin nous terminerons notre étude par une simulation sur logiciel EPANET du réseau d'adduction qui sera le sixième et le dernier chapitre.

On terminera par une conclusion générale

Chapitre 1

Présentation de la zone d'étude

1 Préambule :

L'accès à une eau de qualité et de quantité est un enjeu vital, elle est disputée dans toutes les régions du monde, la gestion de cette ressource est importante pour les sociétés humaines, mais elle est différente d'une région à une autre sur leur niveau de richesse, leur climat, et leur besoin en eau. Il est donc judicieux de trouver un moyen de gérer les ressources en étudiant les répartitions accessibles et maitrise. Cependant en Algérie, le problème de la satisfaction en eau demeure primordial, l'évaluation de la ressource en eau tant quantitative et qualitative devient une urgence pour répondre aux besoins en eau de l'alimentation en eau potable, de l'agriculture et de l'industrie.

2 Introduction :

Le présent rapport de fin d'étude rentre dans le cadre de l'alimentation en eau potable de cinq (05) communes de la wilaya de Bouira.

En effet et suite aux années de sécheresse qu'a connue l'Algérie, une nouvelle politique a été adoptée pour rationaliser la ressource en eau devenue de plus en plus rare.

3 Situation géographique de la wilaya de Bouira :

Issue du découpage de 1974, la wilaya de Bouira est située au Sud Est d'Alger avec une superficie de 4454 km². Pour une population de 695 583 habitants (RGPH 2008), soit une densité de 156 habitants au km². Elle est délimitée au Nord par les wilayas de Boumerdes et Tizi-Ouzou, au Sud par M'sila et Média, à l'Est par Bejaia et Bordj Bou Arreridj et à l'Ouest par Blida et Médéa.

Bouira constitue un centre incontournable de commerce et de transit vers le sud et l'est du pays. Cette situation lui confère un rôle de premier plan dans le cadre de la politique d'aménagement du territoire ou configurent des projets structurants d'envergure dont l'autoroute Est-Ouest et les barrages de Tilesdit (167 millions de mètres cubes) et de Koudiet Acerdoune (640 millions de mètres cubes). Sa vocation principalement agricole lui ouvre de larges perspectives dans les activités de transformation agroalimentaire. En outre, et compte tenu de la diversité et de la richesse de ses paysages naturels, le secteur du tourisme et de l'artisanat de la wilaya dispose de potentialités certaines pour son développement.



Figure 1 : Délimitation géographique de la Wilaya de Bouira (Saunier - Associes)

La wilaya de Bouira s'étend sur une superficie de 4454 Km², représentant 0,19 % du territoire national. Cette dernière compte 12 Dairas et 45 communes.

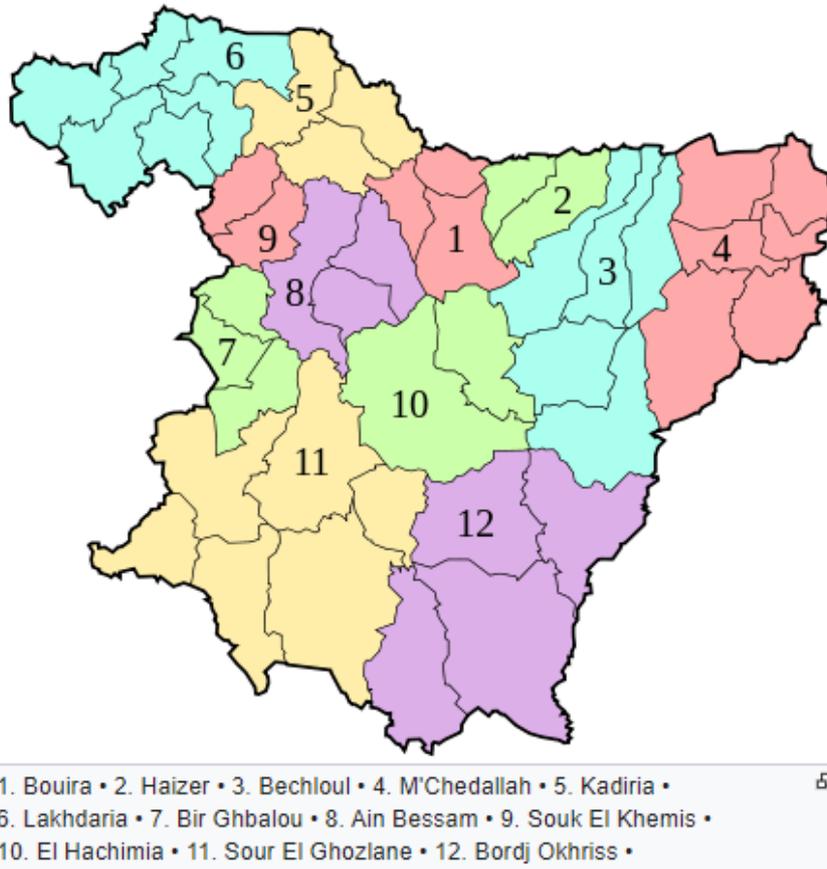


Figure 2 : Délimitation des Daira de la Wilaya de Bouira (Saunier - Associes)



Figure 3 : Délimitations Administratives des communes de la zone d'étude (Saunier - Associes)

4 Situation géographique de la Zone d'étude (Saunier – Associes) :

Les communes de la zone d'études sont situées dans la partie Est de la Wilaya, ces communes sont délimitées dans le découpages Administratif de la wilaya comme suit :

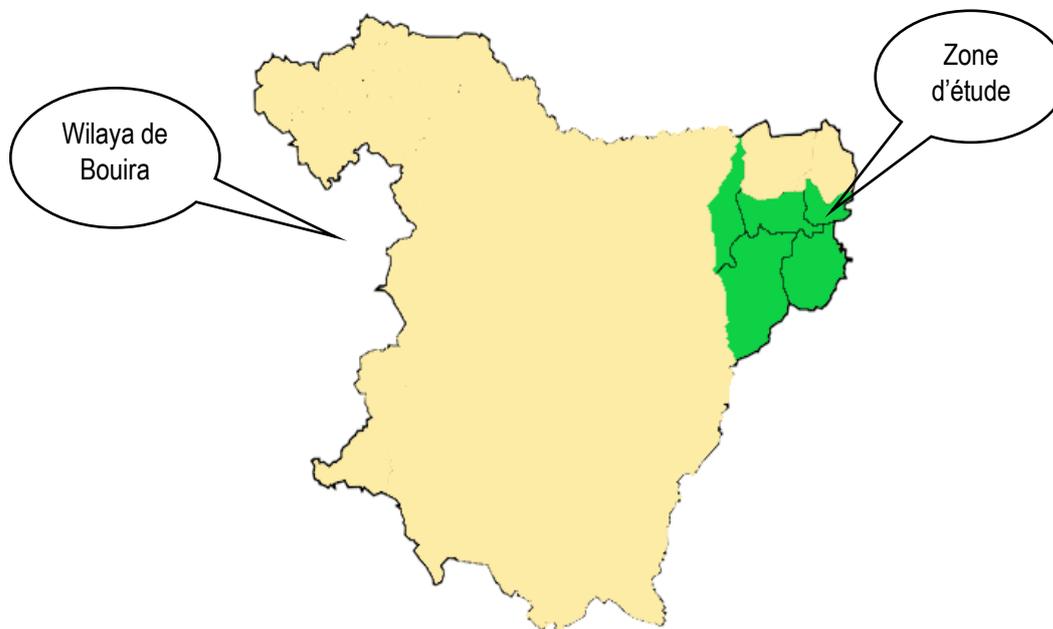


Figure 4 : Situation des communes de la zone d'étude (Saunier - Associes)

4.1- Commune d'El Adjiba :

El-Adjiba ou Aâdjiva est une commune de Kabylie d'Algérie faisant partie de la daïra de Bechloul et de la wilaya de Bouira.

Elle est située sur l'axe est-ouest du pays, à seulement 128 kilomètres d'Alger. Le chef-lieu de la wilaya, Bouira, se trouve à une vingtaine de kilomètre au sud-ouest.

Elle est délimitée comme suit :

- Au Nord : La wilaya de Tizi-Ouzou ;
- A l'Est : Les commune de M'Chedallah, Ahnif et Saharidj ;
- A l'Ouest : La commune de Bechloul ;
- Au Sud : les communes d'Ahnif et Ouled Rached.

4.2- Commune d'Ahnif :

El-Adjiba ou Aâdjiva est une commune de Kabylie d'Algérie faisant partie de la daïra de Bechloul. La commune d'Ahnif se situe au Sud Est du chef-lieu de la wilaya de Bouira et au sud de la daïra de M'Chedallah.

Sa superficie s'étend sur 159 Km². Sa surface agricole utile est de 3753 Ha.

La commue Ahnif constitue un carrefour régional par la rencontre en sa partie Nord des deux routes nationales RN5 Alger – Constantine et la route RN 15 vers Béjaïa ajoutons à ces deux routes nationales le passage dans le territoire communal du CW N°11 vers la commune de Ouled Rachid.

Elle est délimitée comme suit :

- Au Nord : Oued Sahel et la commune de M'Chedallah ;
- Nord Est : Oued Sidi Aïssa et la commune d'Ath Mansour ;
- A l'Ouest : La commune d'El Aldjiba ;
- Au Sud : La commune d'Ouled Rachid.

4.3- Commune d'Ath Mansour :

Ath Mansour est une commune algérienne de Kabylie située à l'extrême Est de la wilaya de Bouira et faisant partie de la daïra de M'Chedallah aux côtés de Chorfa, Ahnif et Raffour. La commune, est à la frontière de la wilaya de Bordj-Bou-Arredj et de Béjaïa.

Ath Mansour est composé de trois villages : Ath Oufella (Thawrirth; Thighilt; Ath Zeggan), Ath Vouali et Aroudha. L'activité principale de la commune se concentre dans le domaine de l'agriculture et l'exploitation du gisement minier (soit par l'extraction et le

taillage de la pierre bleue, soit par des carrières de production d'agrégats). L'impact de certaines de ces activités est probablement négatif sur l'environnement.

Elle s'étend sur une superficie de 90 Km² et elle est traversée dans sa bordure Nord par la route RN 05 Alger- Constantine.

Elle est entourée de quatre oueds : Oued Sahel, oued Amarigh, Oued Karma, et Oued Sidi Aissa. Elle est délimitée comme suit :

- Au Nord : Commune de M'Cheddallah ;
- A l'Est : Commune de Boudjelil (Wilaya de Béjaia) ;
- A l'Ouest : Commune d'Ahnif;
- Au Sud : Commune de Sidi Brahim (Wilaya Bordj Bou Arreridj) ;

4.4- Commune de M'Cheddallah :

La commune de M'Cheddallah est constituée d'un centre urbain : M'Cheddallah ACL, des agglomérations secondaires : Raffour, Bouaklane, et Boumedjbar et une zone éparses : Aharrach, M'Cheddallah plaine, Ighil Ouyazidh, Allaouche, Beni Yekhlef, Oued El Bared, et Ouled Brahim. Elle est délimitée comme suit :

- Au Nord : Commune de Saharidj ;
- A l'Est : Oued Ouakoune et la commune de Chorfa ;
- A l'Ouest: Oued El Bared ;
- Au Sud : Oued Sahel.

4.5- Commune de Chorfa :

La commune de Chorfa se situe au Nord Est du chef-lieu de la wilaya de Bouira, à environ 58 km de la mer et 41 km du Bouira. Elle s'étend sur une superficie de 3036,36 Ha. Elle est délimitée :

- Au Nord : Commune d'Aghbalou ;
- A l'Est : Commune de Tazmalt et Boudjelil (wilaya de Béjaia) ;
- A l'Ouest: Commune de M'Cheddallah ;
- Au Sud : Commune de Taourirt.

5 Relief et morphologie (Saunier – Associes) :

Le relief de cette région est accidenté, composé de vallées et de ravins. La chaîne de Djurdjura au nord, qui s'élève en direction Est-Ouest fait écran entre la méditerranée et le centre de la Wilaya de Bouira. Le chef-lieu de cette collectivité est situé à une altitude de 525 mètres, au bas du piémont Sud-Ouest de cette chaîne montagneuse dont le sommet le plus élevé est Lalla-Khedidja (2308m).

Cette partie médiane de la région du Tell se trouve à une longitude Est de 1° 74' et à une latitude moyenne de 40° et 42°.

Elle est parsemée de nombreux hameaux, un vaste glacis assure la transition de cette zone d'avant-mont vers la plaine. Elle est sillonnée de ravins sans eaux, débouchant sur la vallée de l'Oued-Dhous.

5.1- La partie Nord :

Formée par les montagnes Hellala et Koudiat-Tazzaft culminant respectivement à 1042 et 1007 mètres. Une suite de collines d'altitude peu élevée (300 à 900 m) relie ce chaînon septentrional à la plaine intérieure d'Ain-Bessem, d'altitude moyenne de 650 mètres.

Le fond de la vallée est occupé d'une part, entre Ain-Bessem et Ain-Laloui par l'Oued-Sahel et ses affluents, d'autre part vers Bir-Ghbalou par l'Oued-Krarif et l'Oued Zeghoua, futurs affluents de l'Oued Isser. Ce vaste sillon médian vient de la plaine du Chlef pour se prolonger vers la vallée de la Soummam.

5.2- La partie Sud-Ouest :

Dominée par une ligne de relief appartenant à la chaîne des Bibans et qui culmine aux Djebels Serou et Garn – Eslem (1361m et 1317m) à l'Ouest de Sour-El-Ghozlane.

La présence de montagnes au nord atténue grandement les influences du climat méditerranéen.

La région est soumise tantôt au gré des vents dominants de l'ouest, tantôt au sirocco venant du sud.

Les précipitations (510 mm) ont lieu surtout d'Octobre à Avril et pour une bonne part résultent des pluies à caractère torrentiel.

5.3- La Partie Nord-Ouest :

Elle est caractérisée par un relief très contrasté dominé par les hautes montagnes : Djebel Bouzegza (1032 m), Bordja (857 m) et Djebel Ahmed (740 m).

L'Oued Isser qui coule d'abord d'Est en Ouest change de direction à la traversée des gorges de Lakhdaria. Cette dernière est située dans la dépression synclinale rattachée au dôme du massif des Béni-Khalfoun qui culmine au Nord-Est à la forêt de Tigrimount (1028m).

La nappe phréatique occupe largement toute la vallée de l'Oued Isser. Les précipitations sont importantes, supérieures à 750 mm.

A l'ouest, la région se présente également sous forme d'une dépression, mais enclavée entre plusieurs rides topographiques.

5.4- La partie Ouest :

La région se présente également sous forme d'une dépression, mais enclavée entre plusieurs rides topographiques.

5.5- La Partie Sud :

Le Djebel Dirah, partie intégrante de cet ensemble montagneux, allant de l'Ouarsenis à la chaîne des Bibans, représente la fin du Tell.



Figure 5 : Carte du relief de la wilaya de Bouira(Saunier - Associes)

6 Situation climatologique (station météorologique de Bouira) :

6.1- Précipitation :

La Wilaya de Bouira se caractérise par une pluviométrie favorable notamment dans la partie Nord (Atlas Blidéen et versant Sud du Djurdjura) et sur une assez importante partie de

la chaîne des Bibans où elle dépasse les 600 mm/an. Sur les sommets du Djurdjura, les précipitations peuvent dépasser les 2000 mm/an.

Dans la dépression centrale, les précipitations varient entre 400 et 600 mm/an. Les plus faibles volumes sont enregistrés dans la dépression Sud Bibanique, où elles n'atteignent parfois que 200 mm à 300 mm/an (extrémité Sud), d'après la carte des pluies de l'Algérie du nord de l'ANRH citée ci-dessous, on distingue ce qui suit :

- Une pluie annuelle moyenne comprise entre 400 mm et 500 mm pour la commune d'EL Adjiba,
- Une pluie annuelle moyenne comprise entre 600 mm et 450 mm pour la commune de M'Chedallah et la commune de Chorfa,
- Une pluie annuelle moyenne comprise entre 300 mm et 400 mm pour la commune d'Ahnif et la commune d'Ath Mansour.

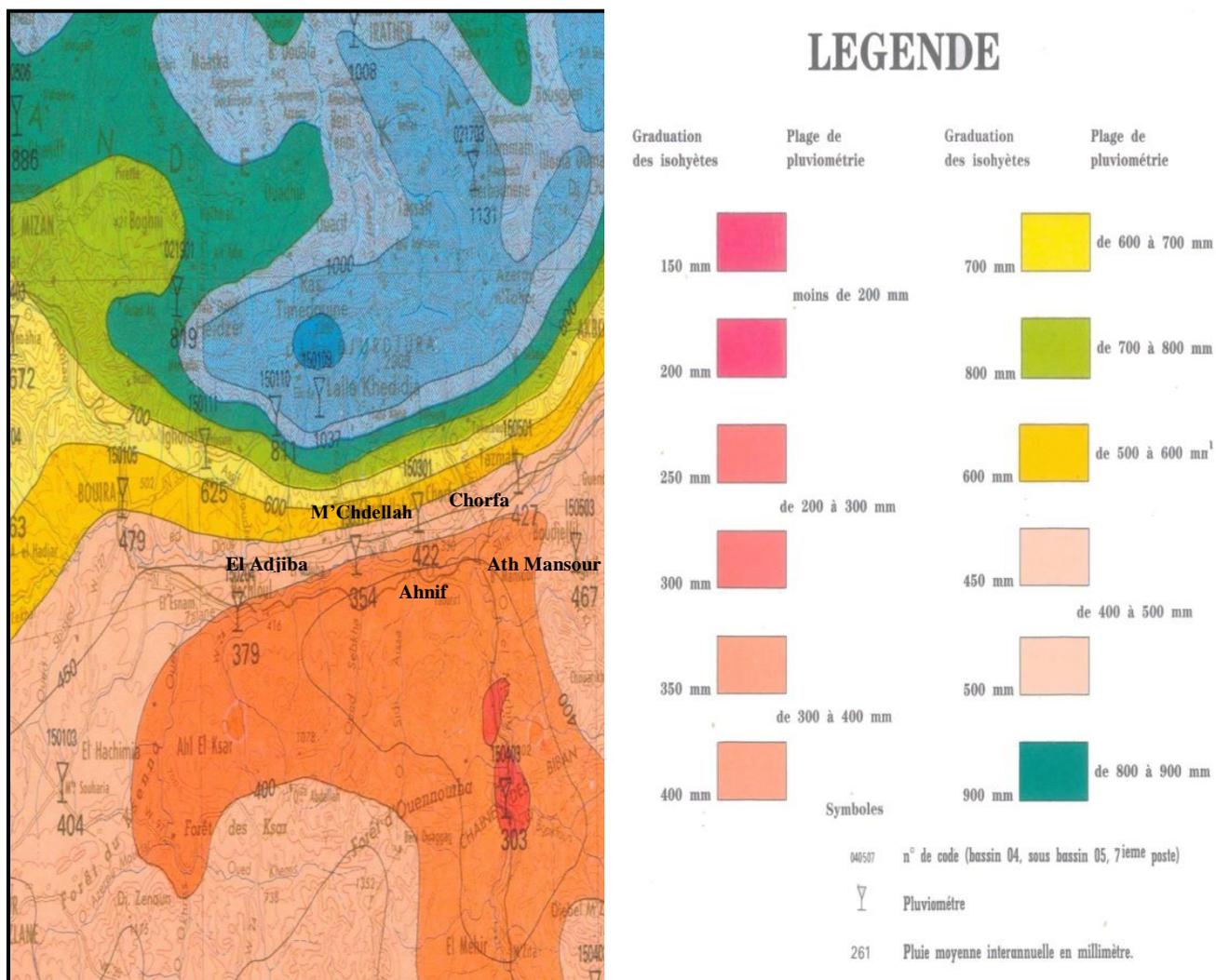


Figure 6 : Carte pluviométrique de la région de Bouira « Source : CARTE PLUVIOMETRIQUE DE L'ALGERIE DU NORD- (Moyennes annuelles ramenées à la période 1922/1960 – 1969/1989) - A.N.R.H »

Les tableaux ci-dessous récapitules la pluie moyenne interannuelle estimée à partir de la série d'observation de la station pluviométrique M'Cheddalah (150301) de l'ANRH

Tableau 2 : Répartition annuelle des précipitations (Station pluviométrique de M'Cheddalah (150301))

Année	1942	1944	1945	1946	1947	1948	1949	1952	1953	1954	1955	1971	1972
P (mm)	440,3	410,2	401,5	372,9	433	504	368,7	502,5	513,9	393	481,5	628,3	575,1
Année	1975	1980	1981	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1993	1994	1995
P (mm)	352,5	385,2	256,4	334,4	397	251	273	285,7	88,4	138,1	233,4	381,8	252,1
Année	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2006	2007	2002	2003	2006
P (mm)	212,2	399,5	227,9	213,4	315	184	528,6	461,8	308,4	264,9	528,6	461,8	308,4

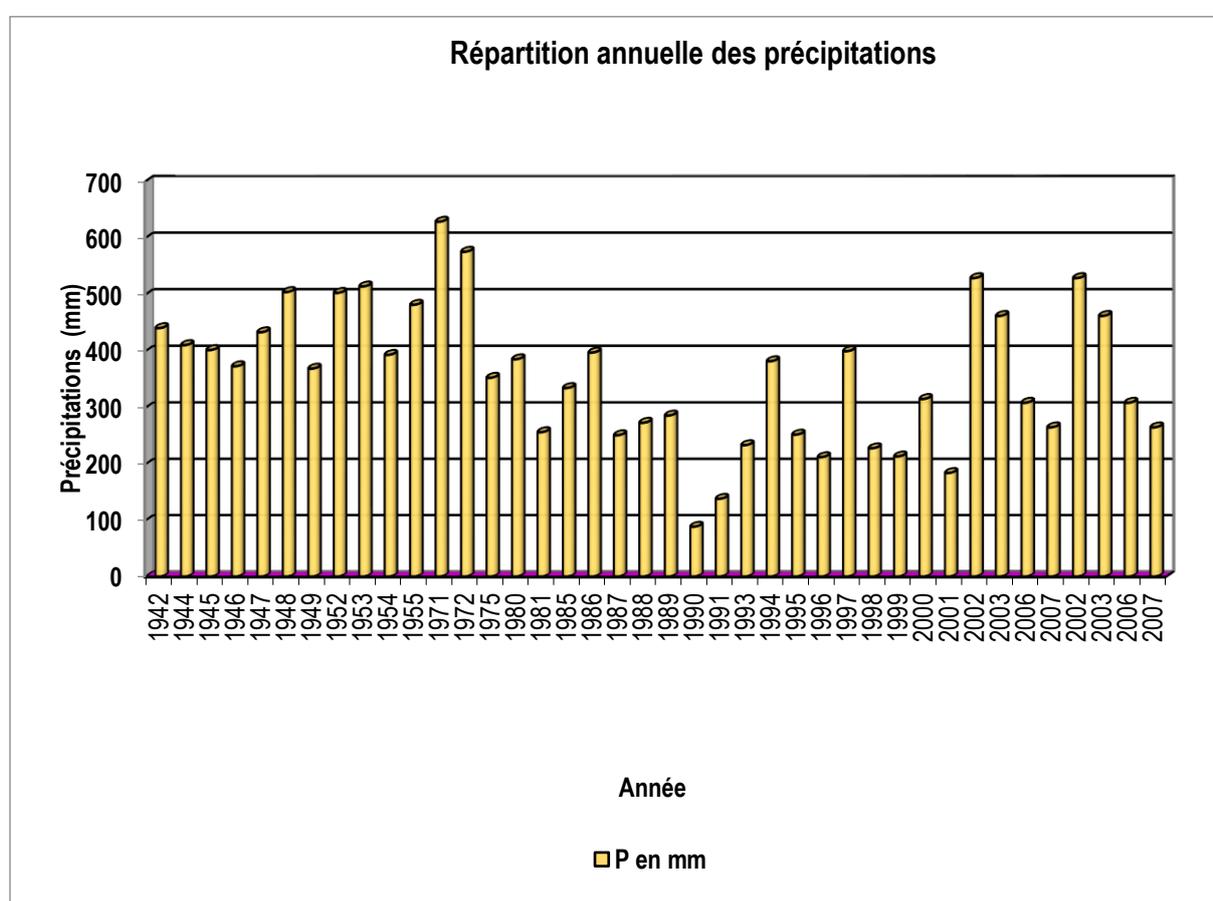


Figure 7 : Histogramme des répartitions annuelles des précipitations(Station pluviométrique de M'Cheddalah)

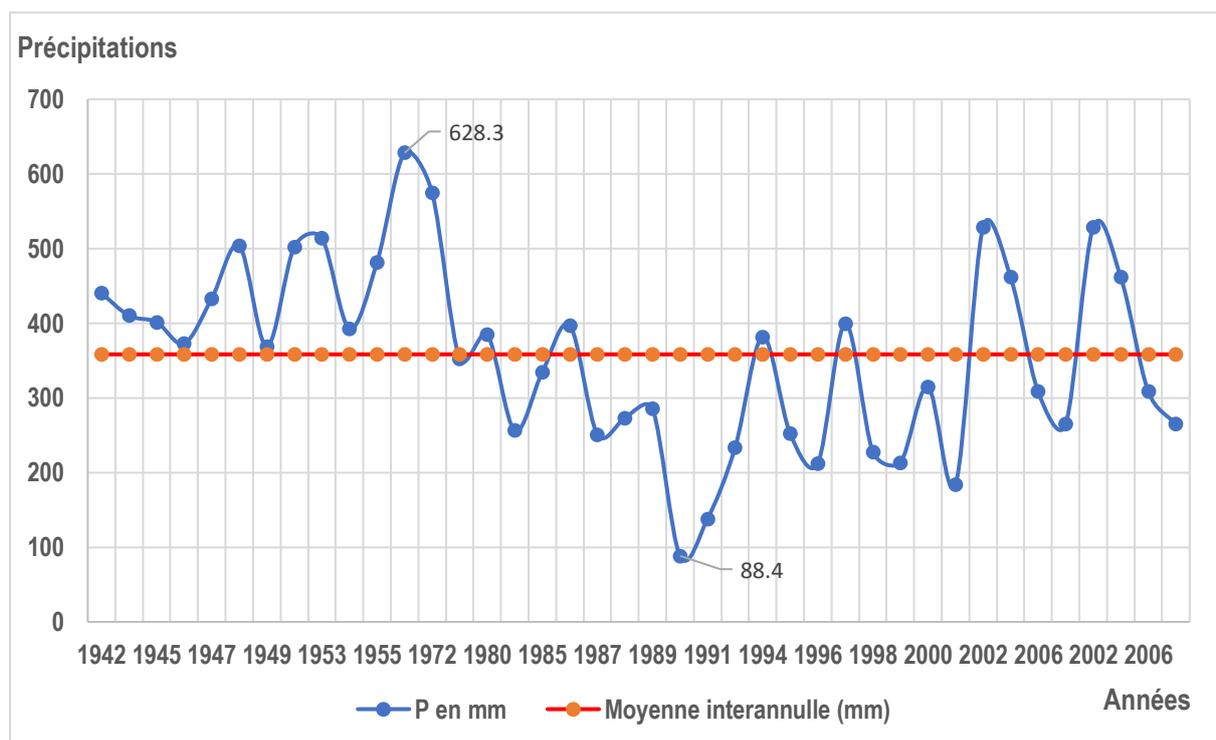


Figure 8 : Evolution des précipitations annuelles (Station pluviométrique de M'Chedallah)

Le graphe en courbe ci-dessus montre que la pluviométrie maximale a été enregistrée en l'an 1971 avec une valeur de 628,30 mm, tandis que la valeur minimale annuelle a été enregistrée en l'an 1990 avec une valeur de 88,40 mm

6.2- Températures :

La wilaya présente un hiver rigoureux et un été chaud, avec des amplitudes annuelles fortes, atteignant respectivement 5° et 30°.

Les températures moyennes mensuelles relevées par certaines stations de la Wilaya sont :

- 8,4°C à 27°C à la station de Bouira ;
- 8,5°C à 28,1°C à la station de M'chedellah ;
- 16°C à 25°C à la station d'El-Esnam.

Tableau 3 : Moyennes mensuelles des températures minimales et maximales 2008 (Station météorologique de Bouira)

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
T moy °C	7,53	8,15	12,67	14,53	18,68	25,10	27,73	26,77	22,58	20,07	12,62	8,90
T max °C	9,53	10,03	14,98	16,97	21,10	27,78	31,03	30,23	25,70	23,08	15,02	11,37
T min °C	6,55	7,00	11,32	12,65	17,05	22,87	25,27	24,78	20,92	18,17	11,05	7,73

T moy : Température moyenne en °C ;

T max : Température maximale moyenne °C ;

T min : Température minimale moyenne °C.

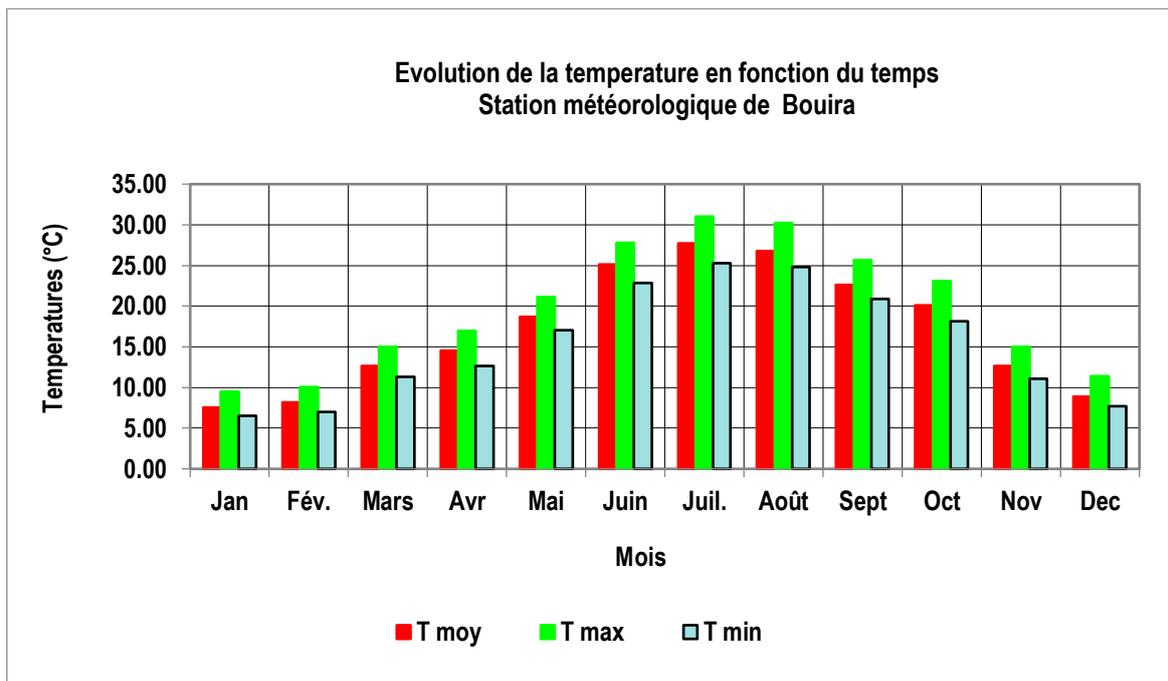


Figure 9 : Evolution des températures moyennes, maximales et minimales (Station météorologique de Bouira)

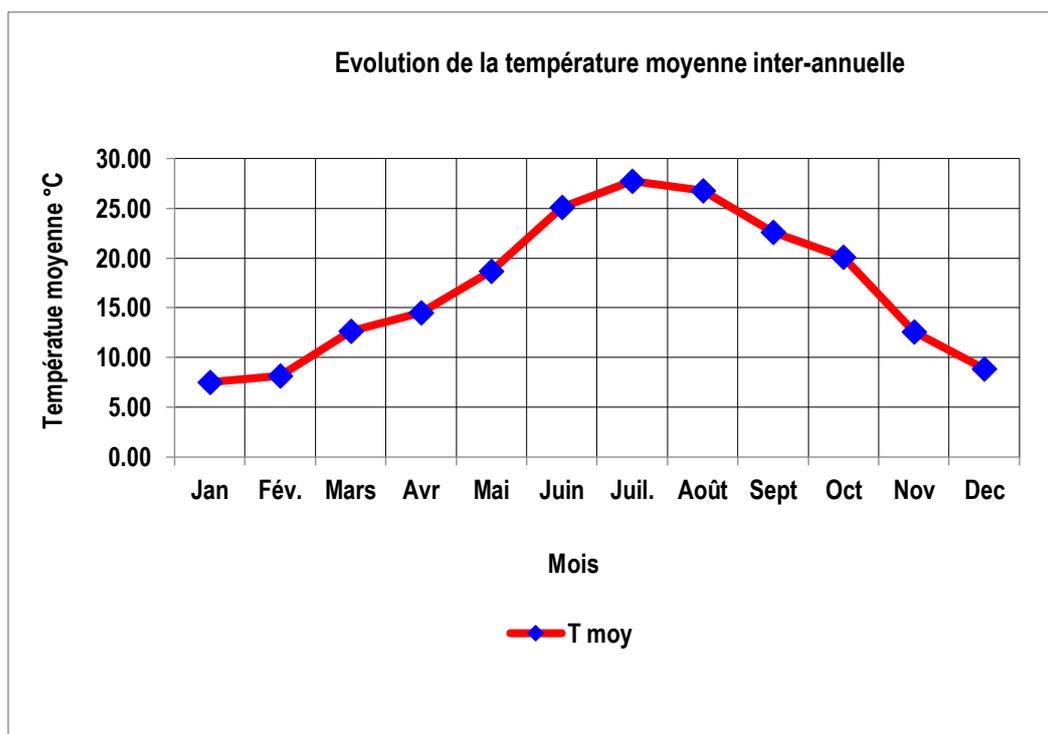


Figure 10 : Evolution des températures moyennes (Station météorologique de Bouira)

Les graphes ci-dessus montrent que :

- Le gradient de température moyenne du mois le plus froid (janvier) au mois le plus chaud (juillet) varie de 7,53°C à 27,73°C. Le mois le plus chaud à un poids supérieur

de 3,5 fois celui du mois le plus froid. En d'autres termes, le mois le plus froid ne représente que 27,16% du mois le plus chaud ;

- Les mois les plus chauds correspondent aux mois de juillet, août et septembre. Les mois les plus froids sont ceux de décembre, janvier et février.

6.3- Diagramme de Gaussen :

Selon Gaussen, un mois est sec si le total mensuel des précipitations (P), exprimé en millimètres est égal ou inférieur au double de la température moyenne mensuelle (T) en degré centigrade ($P \leq 2T$).

Cette approche permet d'établir des diagrammes ombrothermiques pour l'évaluation de la durée de la saison sèche.

Tableau 4 : Pluies mensuelles et 2*T°C

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
P (mm)	54,3	34,2	38,5	35,1	29,2	10,7	5,1	7,0	31,0	23,5	33,2	52,9
2*T moy°C	15,07	16,30	25,33	29,07	37,37	50,20	55,47	53,53	45,17	40,13	25,23	17,80

[Source : Station météorologique de Bouira]

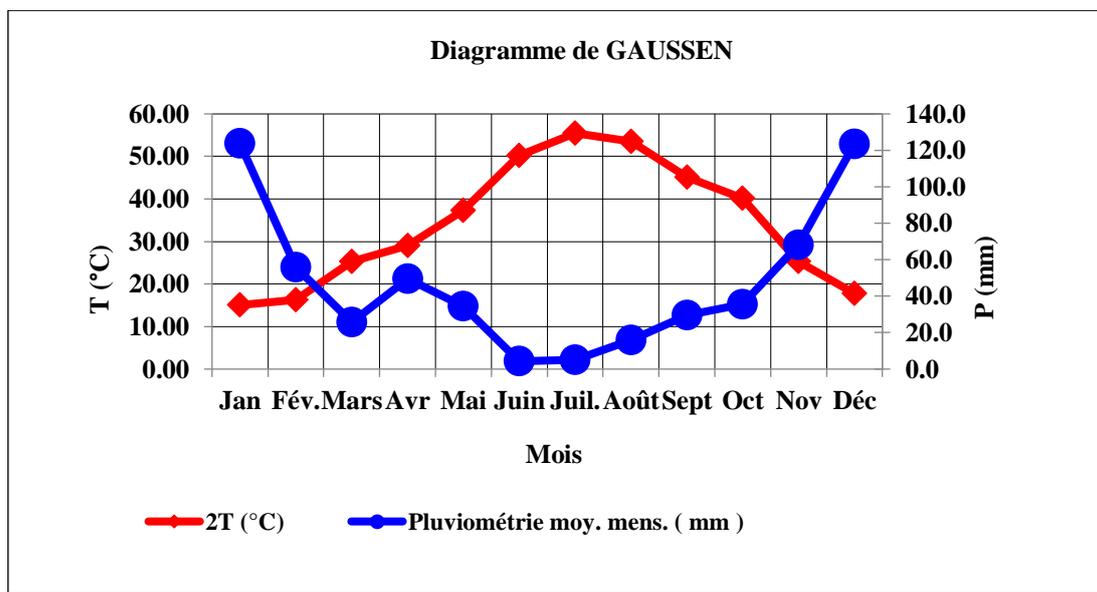


Figure 11 : Diagramme ombrothermiques de Gaussen (Station météorologique de Bouira)

L'interprétation du diagramme ci-dessus, fait ressortir une période sèche qui s'étale sur trois mois à partir du mois de Novembre jusqu'au mois de Mars et une période humide qui elle s'étale sur neuf mois à partir du mois de Mars jusqu'au mois de Novembre, avec la remarque que l'écart entre les températures et les précipitations est d'autant plus grand durant les périodes sèches, par rapport à celui des périodes humides.

a. Evaporation : L'évaporation est un passage progressif de l'état liquide à l'état gazeux. Ce phénomène est donc une vaporisation progressive qui a pour effet d'absorber de l'énergie thermique et donc de réduire la température de l'environnement.

Tableau 5 : Evaporation moyenne mensuelle 2008 (Station météorologique de Bouira)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec	An
Evap moy (mm)	59,33	67,00	135,33	141,33	172,83	293,83	337,67	298,50	191,00	173,50	81,33	62,67	2014,33
% Evaporation moyenne annuelle	2,95	3,33	6,72	7,02	8,58	14,59	16,76	14,82	9,48	8,61	4,04	3,11	100,00

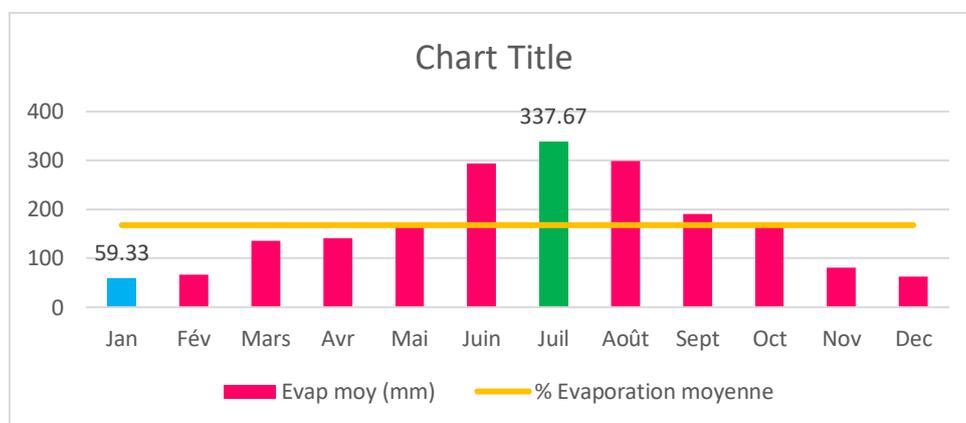


Figure 12 : Evolution de l'évaporation moyenne mensuelle 2008 (Station météorologique de Bouira)

L'histogramme ci-dessus illustre la présence de six (06) mois (de Mai à Octobre) dans l'année dont la valeur de leur évaporation dépasse la valeur moyenne annuelle qui est de 2014,33 mm.

- le mois de juillet est le mois pour lequel on enregistre l'évaporation la plus élevée de l'année, soit 337,67 mm tandis que le mois de janvier est le mois où l'on enregistre l'évaporation la plus basse, soit 59,33mm ;

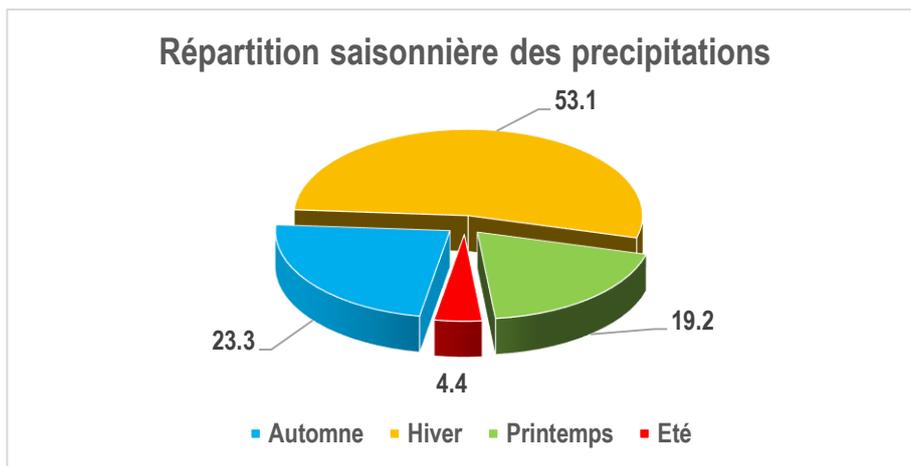


Figure 13 : Répartition saisonnière de l'évaporation 2008 (Station météorologique de Bouira)

- La saison d'été est la saison où l'on enregistre le maximum d'évaporation. Cette saison représente 46,17% du total annuel ;
- Le printemps occupe la deuxième position avec 22,32% du total annuel. Néanmoins, l'écart de l'évaporation entre l'été et le printemps est de 51,67%. A elles seules, ces deux saisons représentent 68,48% du total annuel ;
- La saison automnale cumule une évaporation de 503,58 mm. L'écart par rapport aux saisons d'été et de printemps est respectivement de 56,06% et 0,82% ;
- L'hiver est la saison où l'on relève le mois d'évaporation le plus faible. Elle représente 9,38% du total annuel. L'écart de l'évaporation par rapport aux saisons d'été, de printemps et d'automne est respectivement de 79,68%, 57,95% et 57,61%.

b. Vent : Le vent est le mouvement au sein d'une atmosphère, masse de gaz située à la surface d'une planète, d'une partie de ce gaz. Les vents sont globalement provoqués par un réchauffement inégalement réparti à la surface de la planète provenant du rayonnement stellaire , et par la rotation de la planète.

Tableau 6 : Vitesses mensuelles moyennes et vitesse moyenne interannuelle,(Station météorologique de Bouira)

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Vmoy (m/s)	2,30	2,22	2,37	2,88	2,42	2,38	2,30	2,22	1,88	1,98	2,03	2,22
V moy inter-an	2,27	2,27	2,27	2,27	2,27	2,27	2,27	2,27	2,27	2,27	2,27	2,27
Vmax (m/s)	19,83	20,33	18,33	18,17	18,33	17,50	20,50	18,83	16,33	15,00	17,50	20,50

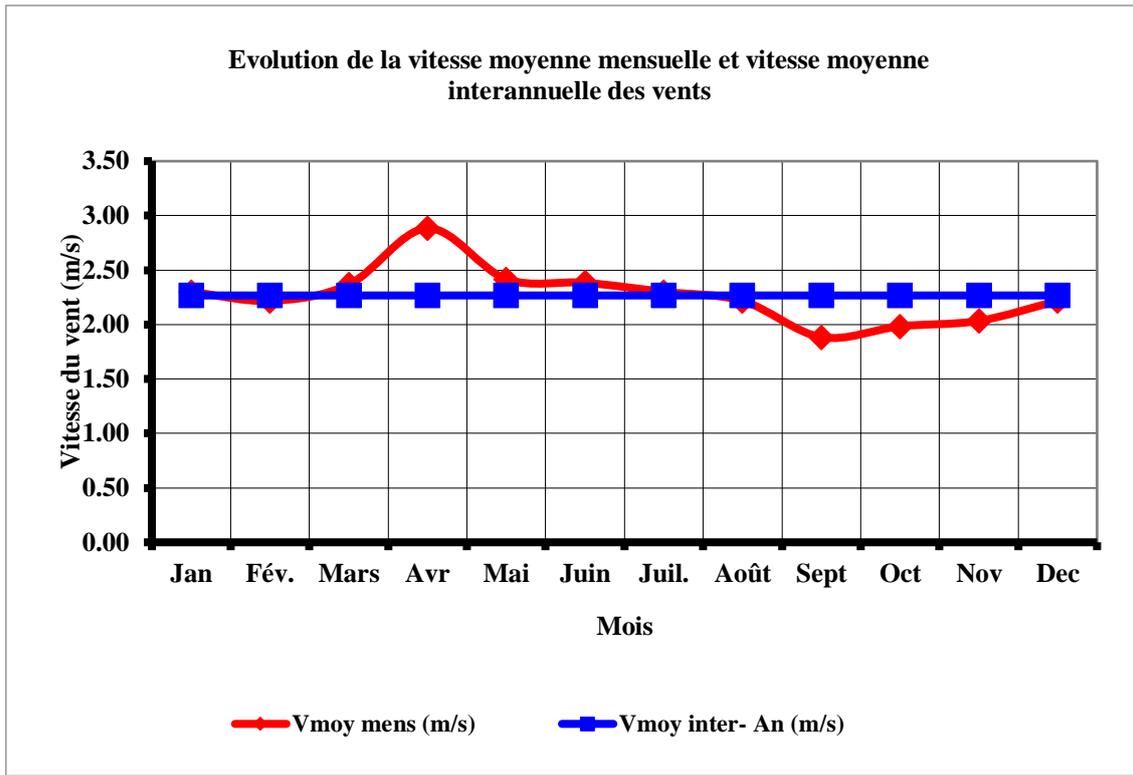


Figure 14 : Evolution de la vitesse moyenne mensuelle des vents et vitesse moyenne interannuelle (Station météorologique de Bouira)

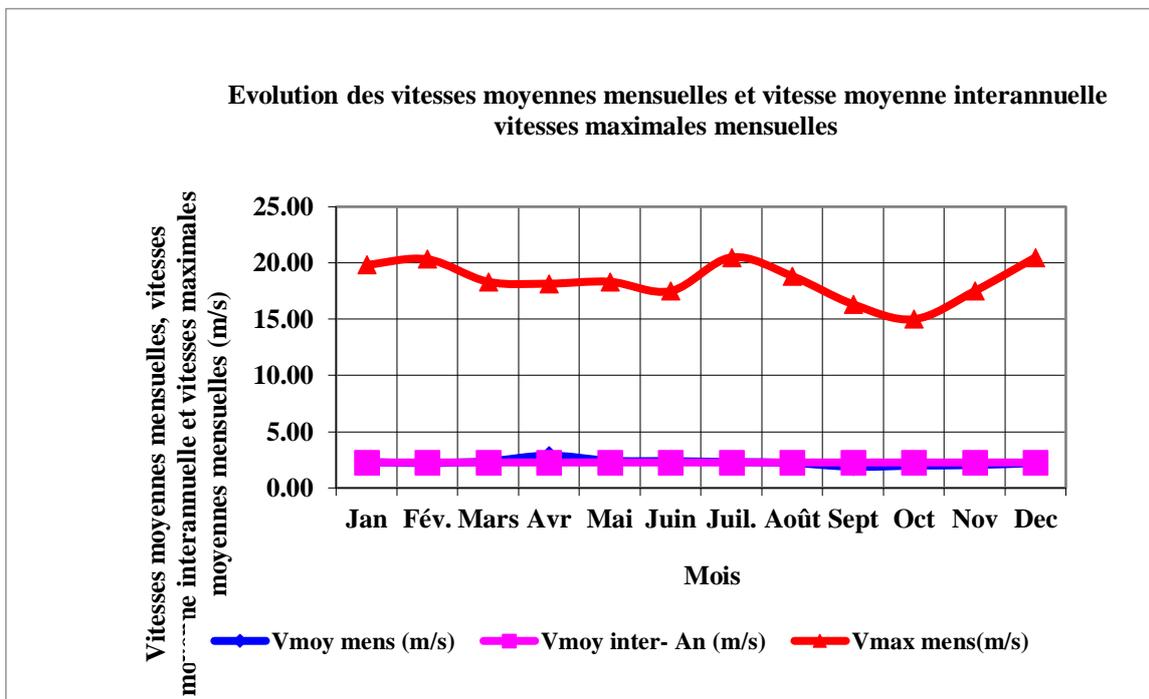


Figure 15 : Evolution de la vitesse moyenne mensuelle des vents (Station météorologique de Bouira)

- La vitesse moyenne du vent est de 2,27 m/s, vent faible à moyen ;

- Les mois où la vitesse moyenne mensuelle du vent est supérieure à la vitesses moyenne interannuelle sont Mars, Avril, Mai, Juin, et Juillet. La moyenne de ces mois est de 2,47 m/s, soit un écart de + 8,10% par rapport à la moyenne interannuelle. Toutefois, la moyenne mensuelle du mois d'Avril dont la valeur est la plus élevée (2,88 m/s) dépasse de 21,27% la valeur moyenne interannuelle ;
 - La vitesse maximale moyenne la plus élevée est enregistrée en Juillet et en Décembre, soit 20,50 m/s. Elle représente 8,9 et 9,2 fois respectivement la valeur moyenne du vent du mois de Juillet et de Décembre. A titre indicatif, nous donnons, dans le tableau suivant, le poids en pourcentage du vent moyen par rapport au vent maximal.
- c. Evapotranspiration :** est la quantité d'eau transférée vers l'atmosphère, par l'évaporation au niveau du sol et au niveau de l'interception des précipitations, et par la transpiration des plantes. Elle se définit par les transferts vers l'atmosphère de l'eau du sol, de l'eau interceptée par la canopée et des étendues d'eau.

Tableau 7 : Evapotranspiration moyenne mensuelle (*Station météorologique de Bouira*)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec	An
ETP moy (mm)	14,35	33,76	60,48	87,25	119,37	151,64	170,61	147,66	97,60	65,65	27,91	14,57	990,86
% ETP moyenne annuelle	1,45	3,41	6,10	8,81	12,05	15,30	17,22	14,90	9,85	6,63	2,82	1,47	100,00

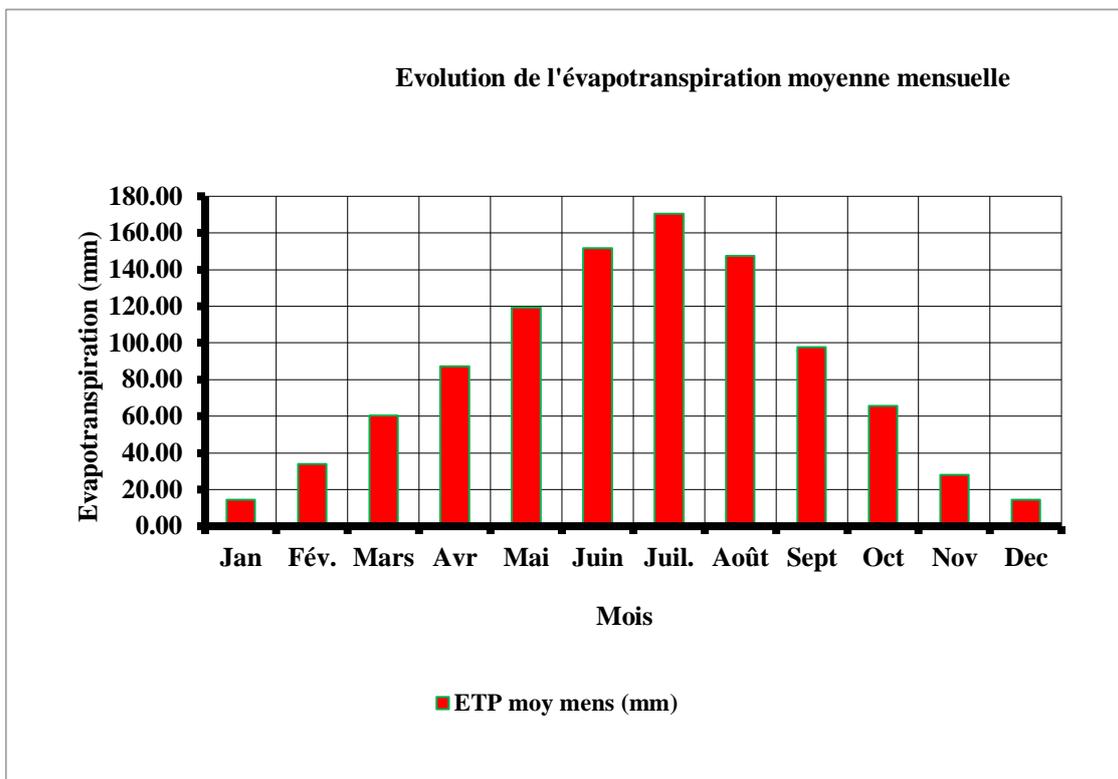


Figure 16 : Evolution de l'évapotranspiration moyenne mensuelle (Station météorologique de Bouira)

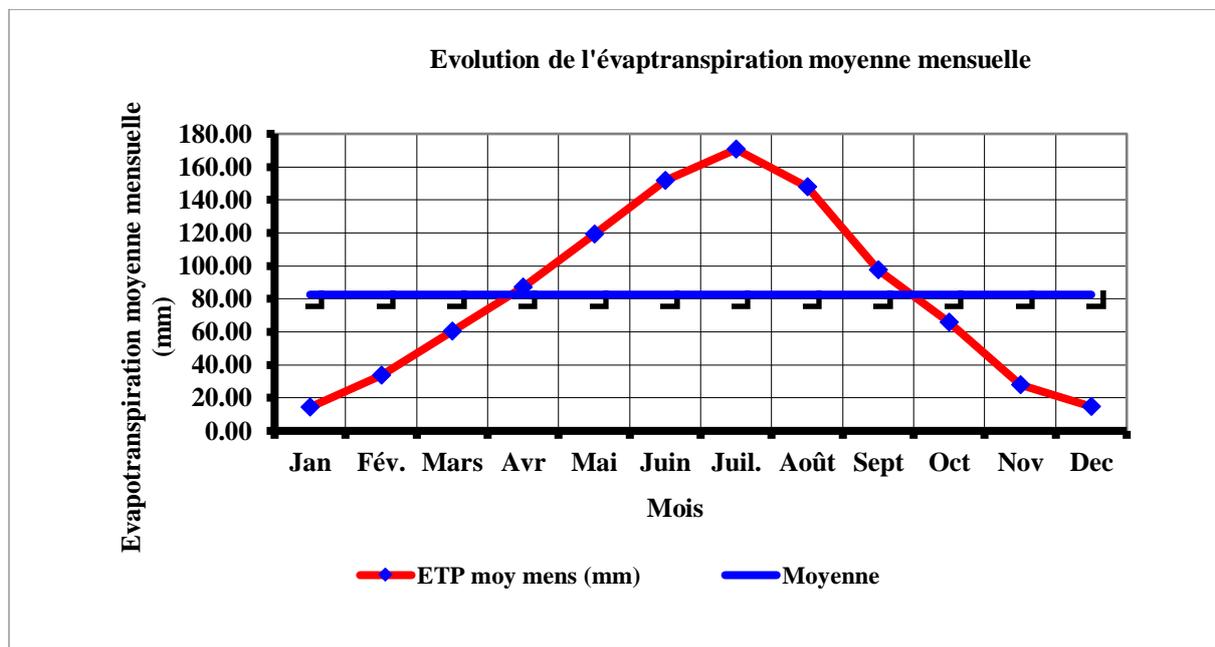


Figure 17 : Evolution de l'évapotranspiration moyenne mensuelle (Station météorologique de Bouira)

- l'évapotranspiration moyenne interannuelle est de 990,86 mm;
- le mois de juillet est le mois pour lequel on enregistre l'évapotranspiration la plus élevée de l'année, soit 170,61 mm tandis que le mois de janvier est le mois où l'on enregistre l'évapotranspiration la plus basse, soit 14,35mm;
- la saison d'été est la saison où l'on enregistre le maximum de l'évapotranspiration.

7 Situation hydraulique (Direction d'hydraulique de Bouira) :

La zone présente divers sources et ressources en eau de surface, elles sont estimées à 42 sources d'adduction de communes concernées, ainsi que des sources et des ressources en eaux souterraines et superficielles, elles sont estimées pour l'irrigation pour la consommation en eau potable.

Agglomération	Forage	Puits	Source
EL ADJIBA	8	0	1
AHNIF	5	3	1
ATH MANSOUR	5	1	0
M'CHEDALLAH	9	1	1
CHORFA	3	3	1

Figure 18 : Adductions existantes dans l'aire de l'étude (Saunier - Associes)

Les ressources en eau de la région s'articulent autour :

- Des eaux de surface (oueds) ;
- Des eaux souterraines (nappes et sources).

Il est à signaler que l'étude de l'avant-projet détaillé du barrage de **Tilesdit**, effectuée par un Bureau d'étude soviétique en 1988, aboutit à une digue en matériaux meubles à noyau étanche, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- hauteur du barrage : 62m ;
- volume de la retenue : 167,2 hm³ ;
- volume utile de la retenue : 146,4 hm³ ;
- cote de retenue normale : 454,30 m NGA ;
- cote PHEE : 458,90 m NGA ;
- cote du couronnement du barrage : 460,80 m NGA ;
- cote eau morte : 424,50 m NGA ;
- superficie du bassin versant d'Eddous : 843 km² ;
- surface du lac au NRN : 810 ha ;
- apports moyens : 83 hm³ ;
- volume annuel régularisé par la retenue avec les apports d'Eddous seul : 65 hm³ ;
- volume annuel régularisé avec le transfert des apports des oueds Berd et Barbar : 77 Hm³ ;
- apports moyens solides annuels : 698.10³t ;
- niveau maximal à l'aval du barrage : 430,90 m NGA
- tour de prise d'eau avec :

- 4 puits de section (1 x 2) m² ;
- 2 puits supérieurs avec seuils au niveau : 40.00 m NGA ; 423,00 m NGA ;
- 2 puits inférieurs avec seuils au niveau : 423,00 m NGA ;
- débit maximal de prise d'eau : 1,00 m³/s ;
- nombre de conduites de prise d'eau : 2 ;
- conduite forcée en acier de diamètre : 1 400 mm ;
- cote de l'axe des conduites : 407,10 m NGA ;
- cote de la centrale de commande des équipements hydromécaniques : 409,00 m NGA.

Les deux conduites de prise d'eau traversent le barrage dans une galerie sous l'épaulement rive droite qui comprend aussi la conduite de la vidange de fond.

Le barrage de Tilesdit est dimensionné pour la régularisation des apports de l'Oued Eddous ainsi que pour le transfert des apports de deux affluents le rejoignant sur la rive gauche, à l'aval du site de Tilesdit.

La dotation annuelle réservée à l'alimentation en eau potable et industrielle est de 21,4.106 m³.

Le volume de la retenue peut assurer 80 % de la dotation pendant les années sèches.

8 Situation géologique (Saunier – Associes) :

La géologie de l'aire d'étude est caractérisée par les dépôts quaternaires qui comblent la dépression entre les massifs de Djurdjura et des Bibans. On distingue :

- Les alluvions anciennes (conglomérats, calcaires, grés et formation argilo-gréseuses) forment les anciennes terrasses de l'actuel plateau de Bouira ;
- Les alluvions récentes (limons et argiles sableuses) occupent les fonds des vallées creusées par l'oued Eddous, les plateaux d'Elsnam, de Bled El Madjen et de Bouira.
- Le versant sud du massif du Djurdjura et le versant nord du massif des Bibans sont essentiellement formés d'argiles et de marnes intercalées de couches de calcaire (Crétacé supérieur).

Dans la partie centrale du massif des Bibans, on distingue surtout des calcaires avec des grés en plaquette, tandis que sur le versant sud apparaissent des schistes argileux avec alternances de marnes grises et calcaires marneux.

Plus au sud, on rencontre des formations de marnes avec intercalations de grès quartzeux.

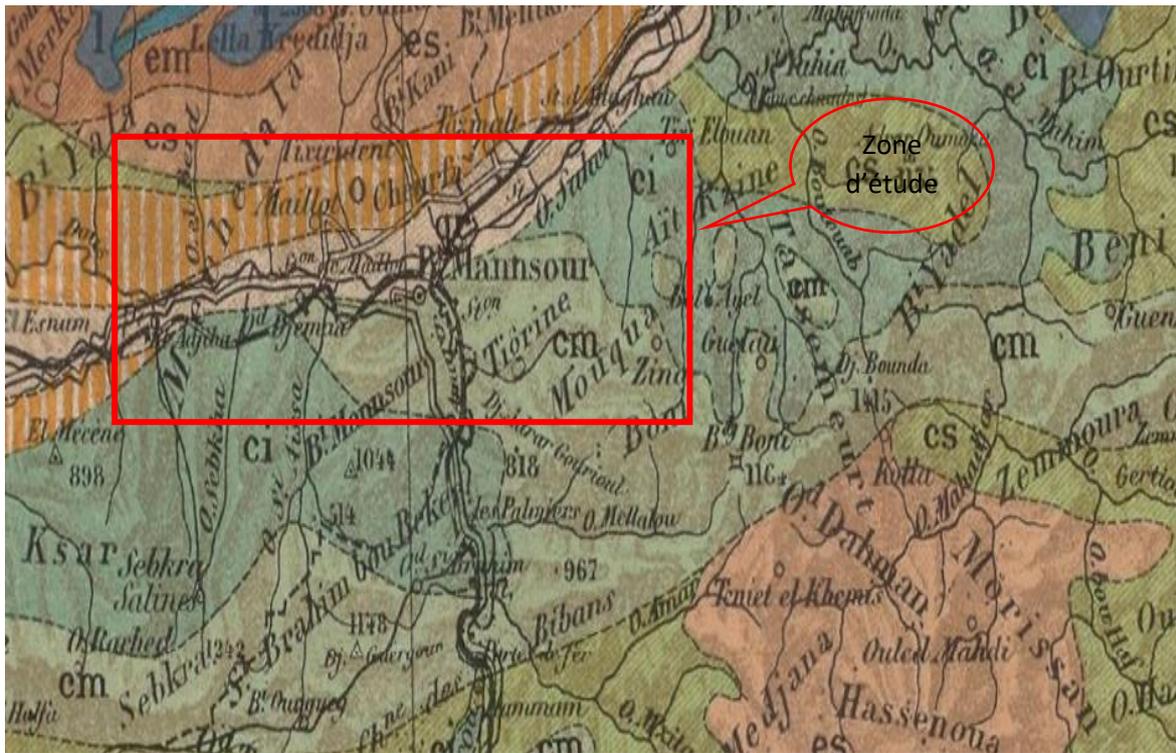


Figure 19 : carte géologique de la zone d'étude 1/800 000 (Saunier - Associes)

LÉGENDE					
Ordre de notation	Designation des Terrains	Notation des Codes détaillés	Ordre de notation	Designation des Terrains	Notation des Codes détaillés
Terrains sédimentaires					
A	Formations actuelles	A ¹	J ³	Jurassique supérieur	J ³ , J ³
D	Dunes continentales	D	J ² 198	du Trias au Bajocien	J ² , J ²
qr	Alluvions récentes	qr	J ² 200	Séquanien	J ² , J ²
q ^a	Pléistocène	q ^a , q ^a , q ^a	J ² 201	Séquanien Oxfordien	J ² , J ²
p ^a	Alluvions anciennes	p ^a , p ^a , p ^a	J ² 202	Calcaire Oxfordien	J ² , J ²
p ¹	Pliocène continental	p ¹ , p ¹ , p ¹	J ² 203	du Séquanien au lathocien sup.	J ² , J ²
p	Pliocène marin	p, p, p	J ¹	Dogger	J ¹ , J ¹
m ^a	Miocène supérieur	m ^a , m ^a , m ^a	J ¹	Jurassique et Lias	J ¹ , J ¹
m ²	Miocène moyen	m ² , m ² , m ²	L	Lias	L ¹ , L ¹
m ¹	Miocène inférieur	m ¹ , m ¹ , m ¹	T	Trias	T ¹ , T ¹
m ⁰	Miocène inf ^l lacustre	m ⁰ , m ⁰ , m ⁰	P	Permien	P ¹ , P ¹
o ¹	Oligocène	o ¹ , o ¹ , o ¹	S	Silurien ¹	S ¹ , S ¹
o	Oligocène continental	o, o, o	X	Précambrésien	X ¹ , X ¹
o ¹	Oligocène marin	o ¹ , o ¹ , o ¹	S	Archéen	S ¹ , S ¹
e ¹	Eocène supérieur	e ¹ , e ¹ , e ¹	Terrains éruptifs		
e ²	Eocène moyen	e ² , e ² , e ²	G	Granites, Granulites	G ¹ , G ¹
e ³	Eocène inférieur	e ³ , e ³ , e ³	M	Microgranulites, Rhyolites (Liparites)	M ¹ , M ¹
e ⁴	Célasac supérieur	e ⁴ , e ⁴ , e ⁴	S	Syérites, Syérites néphéliniques, Trachytes	S ¹ , S ¹
e ⁵	Célasac moyen	e ⁵ , e ⁵ , e ⁵	D	Diphées, Diorites, Gabbros	D ¹ , D ¹
e ⁶	Célasac inférieur	e ⁶ , e ⁶ , e ⁶	A	Andésites, Latitardites, Porphyrites	A ¹ , A ¹
J	Jurassique indéterminé	J	B	Basaltes, Néphérites	B ¹ , B ¹
			L	Latéotéphrites, Leucites	L ¹ , L ¹
			S	Lherzolites, Serpentes	S ¹ , S ¹

Figure 20 : Légende de la carte figure 18 (Saunier - Associes)

9 Caractéristique du projet (Saunier – Associes) :

Le présent de cette étude projet d'alimentation en eau potable de la wilaya de Bouira à partir de barrage Tilesdit (W. Bouira), inscrit sous la référence 1588. L'objectif de ce mémoire est de dimensionner un réseau d'adduction assurant l'alimentation eau potable de cinq communes de territoire Est la wilaya de Bouira, à savoir : El adjiba, Ahnif, Ath Mansour, M'Chedeallah et Chorfa.

Le transfert est constitué de

- 3 stations de pompage,
- 11 réservoirs de tête de distribution ;
- Un linéaire d'environ 67082 m de la conduite d'adduction de différents diamètres.

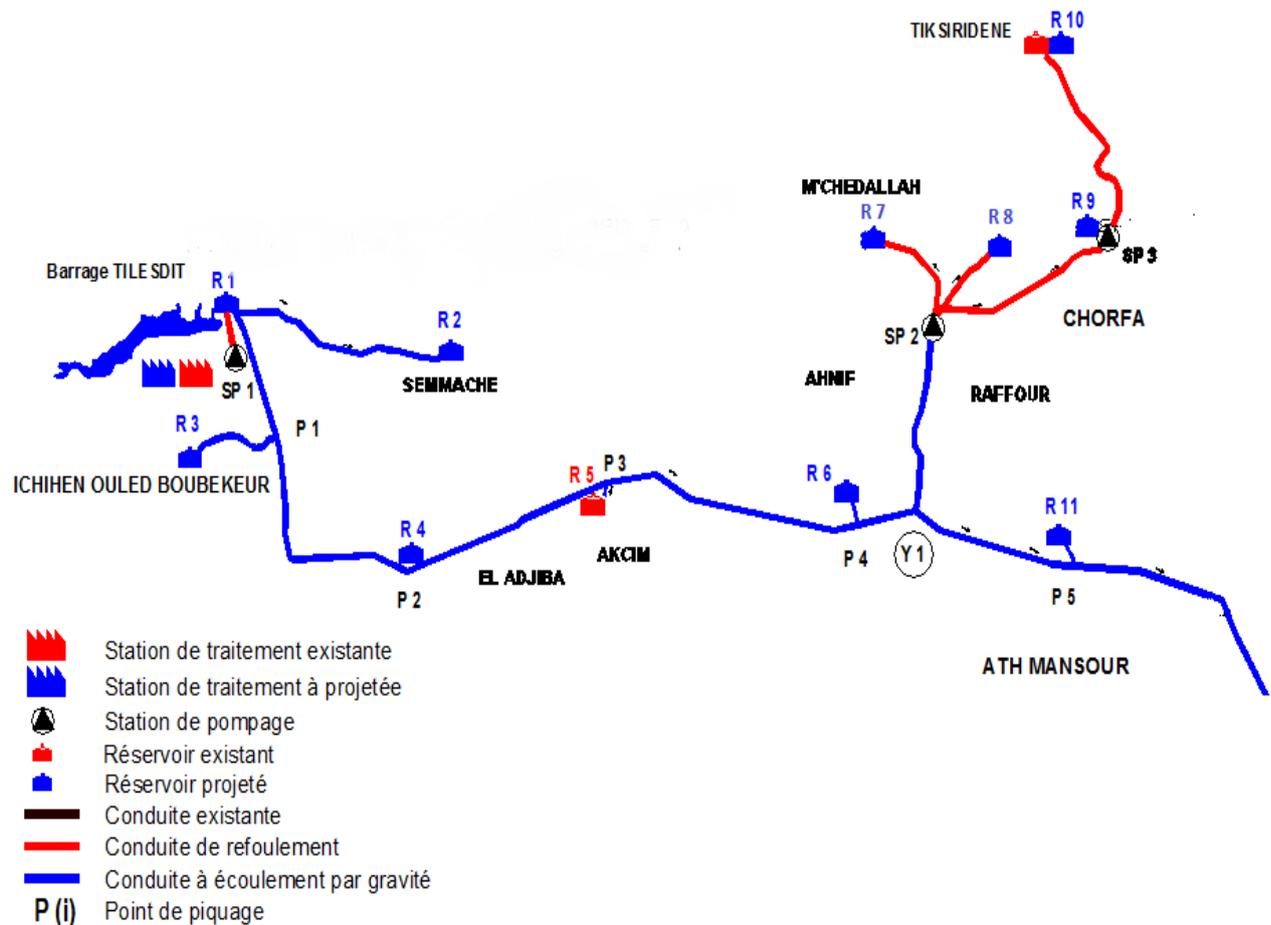


Figure 21 : Schéma global du projet

10 Tronçon à étudier :

Notre étude spécifiquement le tronçon assurant l'alimentation depuis la station de pompage SP₁ de barrage Tilesdit (W. Bouira) jusqu'à le point de piquage P₃.

Ce Tronçon assure l'alimentation de cinq (05) communes de la wilaya de Bouira à savoir : El Adjiba, Ahnif, Ath Mansour, M'Chedeallah et Chorfa , donc dans notre étude on vas calculer les besoins totaux et on desserve uniquement les agglomérations mentionnées (tronçon à étudier figure 22).

Commençant par la station de pompage SP₁ (Tilesdit) vers un réservoir noté R₁ dans la même région, puis à un autre réservoir R₂ est projeté dans la région de Semmache, avant de passer par trois piquages d'alimentation P₁ et P₂ et P₃ situés respectivement à Ouled boubekeur et El Adjiba en alimentant les réservoirs R₃ et R₄ respectivement. (Figure 22).

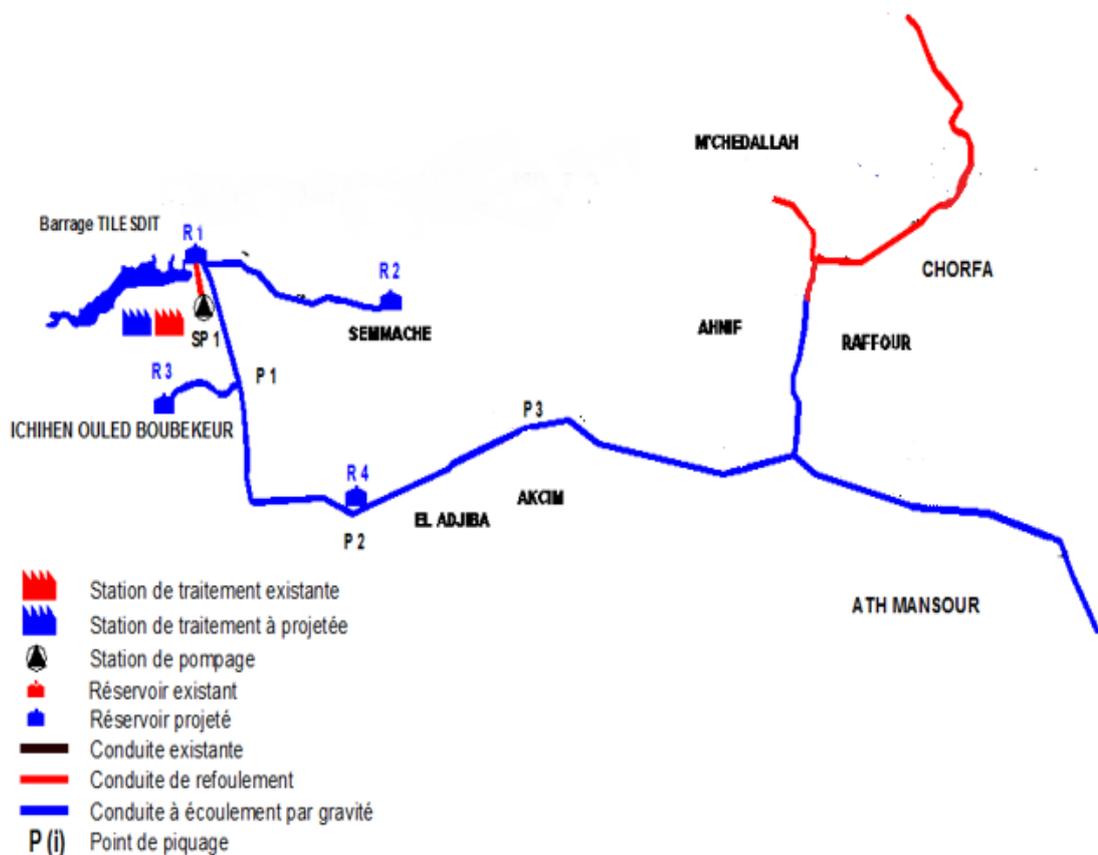


Figure 22 : Tronçon a étudier

11 Conclusion :

Dans ce chapitre, une analyse de site d'étude localisé dans la wilaya de Bouira, ainsi que la zone d'étude, nous avons eu des informations sur les caractéristiques de la région d'étude à savoir : la géographie, la géologie, les ressources en eau, et les caractéristiques climatologies (la température, la pluviométrie... etc.). Ces différentes caractéristiques vont nous permettre de procéder à l'étude de l'alimentation en eau potable de la région.

Après avoir défini les données nécessaires de notre région d'étude concernant les situations citées ci-dessus, nous passons dans ce chapitre suivant à l'estimation des besoins de ces communes.

Chapitre 2

Estimation des besoins en eau potable

1 Introduction :

Une bonne conception de projet commence tout d'abord par une estimation convenable des différents besoins. Notre étude sera menée sur l'horizon 2050, en prenant en considération les besoins futures de la population, non seulement selon l'accroissement de la population dans le temps, mais aussi selon l'extension des équipements dans la zone étudiée.

2 Evaluation de la population :

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement Démographique et à l'élévation du niveau de vie. Donc, l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents horizons.

L'évolution démographique en Algérie est donnée par la formule de l'intérêt composé :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n$$

Avec :

- P_n : Population futur à l'horizon (habitant) ;
- P_0 : Population actuelle (référence) (habitants) ;
- τ : Taux d'accroissement (%) ;
- n : Nombre d'années de différence entre l'année de référence et l'année considérée.

Tableau 8 : Nombre d'habitant actuel et projeté et le taux d'accroissement de chaque

Communes	Population			
	Population 2008 (Habitants)	Taux d'accroissement (%)	Population 2020 (Habitants)	Population 2050 (Habitants)
El Adjiba	12486	0,8	13739	17449
Ahnif	9685	0,2	9920	10533
Ath Mansour	10077	0,8	11088	14082
M'Chedallah	24406	1,3	28498	41985
Chorfa	16173	0,9	18008	23561
Total	72827		81253	107610

3 Calcul des besoins à l'horizon 2050 :

3.1 Besoin domestique :

La norme de consommation est adoptée en fonction de l'importance de la population, de son mode de vie, et suivant la norme d'hygiène. Les besoins domestiques aux différents horizons sont évalués par la relation suivante :

$$Q_{moyJ} = \frac{P \cdot Dot}{24 \cdot 3600}$$

Avec :

- **Q_{moyJ}** : Le débit moyen journalier (l/s) ;
- **Dot** : La dotation (prise égale 160 l/j/hab.) ;
- **P** : La population (habitants)

Pour bien évaluer les besoins en eau potable, il est recommandé de se référer aux normes donnant les dotations journalières sur chaque type de consommateur comme le montre le tableau suivant :

Tableau 9 : La dotation journalière selon le nombre d'habitants. (GODART, 2008)

Nombre d'habitants	Demande en eau
> 50 000 habitants	180 l/j/hab.
De 20 000 à 50 000 habitants	160 l/j/hab.
De 10 000 à 20 000 habitants	100 l/j/hab.
< 10 000 habitants	85 l/j/hab.

Tableau 10 : besoins domestiques de chaque commune étudiée

Communes	Population (Habitants)	Dotation (l/j/hab)	Q _{moyJ} (l/s)
El Adjiba	17449	100	20,20
Ahnif	10533	100	12,20
Ath Mansour	14082	100	16,30
M'Chedallah	41985	160	77,80
Chorfa	23561	160	43.60

3.2 Besoin des équipements :

3.2.1 Besoin scolaire :

Tableau 11 : Besoin scolaire

Communes et agglomérations	Etablissements	Unité	Dotation (l/j/unit)	Besoins (l/j)	Total (m ³ /j)
El Adjiba	8 Primaires	1140	15	17100	30,80
	4 CEM	850	10	8500	
	1 Lycées	520	10	5200	
Ahnif	3 Primaires	460	15	6900	10,20
	1 CEM	330	10	3300	
Ath Mansour	5 Primaires	650	15	9750	15,82
	2 CEM	575	10	5750	
	1 Lycées	320	10	3200	
M'Chedallah	18 Primaires	1845	15	27675	56,78
	7 CEM	1700	10	17000	
	3 Lycées	1210	10	12100	
Chorfa	13 Primaires	1330	15	19950	43,65
	6 CEM	1400	10	14000	
	2 Lycées	970	10	9700	
P1 (Ouled Sidi Boubekeur + Ichihen)	1 Primaire	50	15	750	4,45
	1 CEM	140	10	1400	
	1 lycée	230	10	2300	
P2 (Base militaire el Adjiba)	/	/	/	/	/
P3 (Akcim)	1 Primaire	85	15	1275	2,98
	1 CEM	170	10	1700	

3.2.2 Besoin sanitaire :

Tableau 12 : Besoin sanitaire

Communes et agglomérations	Equipements	Unité	Dotation (l/j/unit)	Besoins (l/j)	Total (m ³ /j)
El Adjiba	2 polycliniques	40	30	1200	1,32
	4 salles de soins	8	15	120	
Ahnif	1 polyclinique	15	30	450	0,54
	3 salles de soins	6	15	90	
Ath Mansour	1 polyclinique	40	30	600	0,72
	4 salles de soins	8	15	120	
M'Chedallah	1 polyclinique	30	30	900	5,94
	3 salles de soins	6	15	90	
	1 hôpital	90	55	4950	
Chorfa	3 polycliniques	65	30	1950	2,07

	4 salles de soins	8	15	120	
P1 (Ouled Sidi Boubekeur + Ichihen)	/	/	/	/	/
P2 (Base militaire el Adjiba)	/	/	/	/	/
P3 (Akcim)	/	/	/	/	/

3.2.3 Besoins socio-culturels :

Tableau 13 : Besoins socio-culturels

Communes et agglomérations	Equipements	Unité	Dotation (l/j/unit)	Besoins (l/j)	Total (m ³ /j)
El Adjiba	9 mosquées	1840	25	46000	48,90
	1 salle de sport	110	20	2200	
	1 maison de jeune	70	10	700	
Ahnif	4 mosquées	820	25	20500	21,40
	1 centre culturel	60	15	900	
Ath Mansour	6 mosquées	1570	25	39250	41,20
	1 centre culturel	70	15	1050	
	1 bibliothèque	90	10	900	
M'Chedallah	16 mosquées	2860	25	71500	81,93
	3 salles de sport	420	20	8400	
	1 maison de jeune	90	10	900	
	1 centre culturel	75	15	1125	
Chorfa	12 mosquées	2210	25	55250	58,85
	1 bibliothèque	100	10	1000	
	1 salle de sport	130	20	2600	
P1 (Ouled Sidi Boubekeur + Ichihen)	/	/	/	/	/
P2 (Base militaire el Adjiba)	/	/	/	/	/
P3 (Akcim)	/	/	/	/	/

3.2.4 Besoins administratifs et autres :

Tableau 14 : Besoins administratifs et autres

Communes et agglomérations	Equipements	Unité	Dotation (l/j/unit)	Besoins (l/j)	Total (m ³ /j)
El Adjiba	Gendarmerie	100	70	7000	9,30
	Police	50	30	1500	
	APC	80	10	800	
Ahnif	Gendarmerie	56	70	3920	4,52
	APC	60	10	600	
Ath Mansour	Gendarmerie	74	70	5180	5,98
	APC	80	10	800	
M'Chedallah	APC	120	10	1200	21,30
	Daira	90	10	900	
	Police	75	30	2250	
	Gendarmerie	160	70	11200	
	Protection civile	130	20	2600	
	CFPA	210	15	3150	
Chorfa	Gendarmerie	120	70	8400	11,30
	Protection civil	90	20	1800	
	APC	110	10	1100	
P1 (Ouled Sidi Boubekeur + Ichihen)	/	/	/	/	/
P2 (Base militaire el Adjiba)	Base militaire	500	80	40000	40,00
P3 (Akcim)	/	/	/	/	/

3.2.5 Besoin domestique des piquages :

Tableau 15 : Besoin domestique des piquages

Agglomérations	Unité	Dotation (l/j/unit)	Besoins (l/j)	Total (m ³ /j)
P1 (Ouled Sidi Boubekeur + Ichihen)	1000	85	85000	85,00
P2 (Base militaire el Adjiba)	/	/	/	/
P3 (Akcim)	785	85	66725	66,73

Tableau 16 : Besoins totale domestique + équipements

Communes	Besoin domestique (m ³ /j)	Besoin des équipements (m ³ /j)	Débit moyen journalier (m ³ /j)
El Adjiba	1744,9	90,32	1835
Ahnif	1053,3	36,66	1090
Ath Mansour	1408,2	63,72	1472
M'Chedeallah	6717,6	165,95	6884
Chorfa	3769,76	115,87	3886
P1 (Ouled Sidi Boubekeur + Ichihen)	85,00	4,45	90
P2 (Base militaire el Adjiba)	/	40,00	40
P3 (Akcim)	66,73	2,98	70
Débit moyen journalier Total			15367

4 Calcul débit maximum journalier :

En fonction des jours, des semaines et des mois, la consommation en eau potable n'est pas constante, et sa variation présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité tel que $\frac{Q_{max_j}}{Q_{moyen_j}}$.

Le débit maximum journalier représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il satisfait donc les exigences des consommateurs et assure leur confort même dans telle situation.

❖ Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{max_j} = Q_{moyen_j} * K_{max_j}$$

Avec :

Q_{moyen_j} : Le débit moyen journalier (m³ /j) ;

K_{max_j} : Coefficient de variation journalière de la consommation, $K_{max_j} \in [1.1 - 1.3]$

On prend : $K_{max_j} = 1,2$

Tableau 17 : Récapitulatif des différents besoins et leur majoration

Communes	Débit moyen journalier (m ³ /j)	$K_{max,j}$	Débit maximum journalier (m ³ /j)
El Adjiba	1835	1,2	2202
Ahnif	1090		1308
Ath Mansour	1472		1766,4
M'Chedeallah	6884		8260,8
Chorfa	3886		4663,2
P1 (Ouled Sidi Boubekour + Ichihen)	90		108
P2 (Base militaire el Adjiba)	40		48
P3 (Akcim)	70		84
Débit maximum journalier Total			18440,4

5 Conclusion :

Au terme de ce chapitre, on a pu déterminer la population future ainsi que ces besoins en eau, par la suite le débit max journalier correspondant qui servira comme donnée de base pour le reste du projet.

Chapitre 3

Etude d'adduction

1 Introduction :

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source (forage, barrage, ressource naturelle) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydraulique vers le réservoir de stockage ou de distribution. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : « ad ducere » (mener ou conduire vers, amener....)

2 Types d'adduction :

De part leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées selon leurs charges :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

2.1 Adduction gravitaire :

Ou l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation ; et se déplace donc grâce à la force de gravitation, d'où son nom .

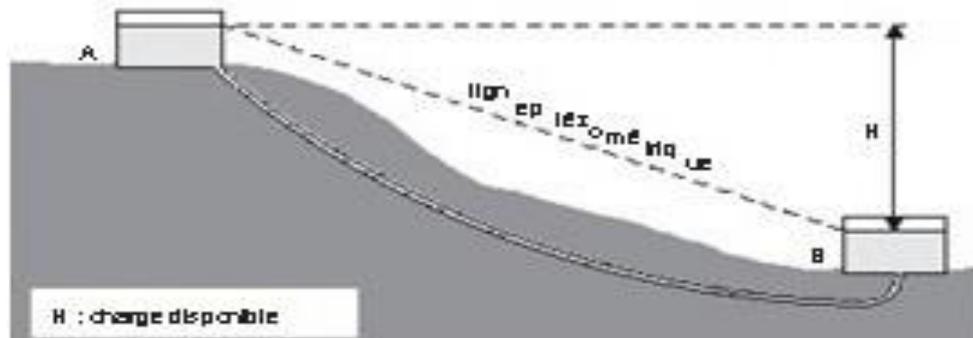


Figure 23 : Adduction gravitaire

2.2 Adduction par refoulement :

Où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage. Dans ce cas, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir.

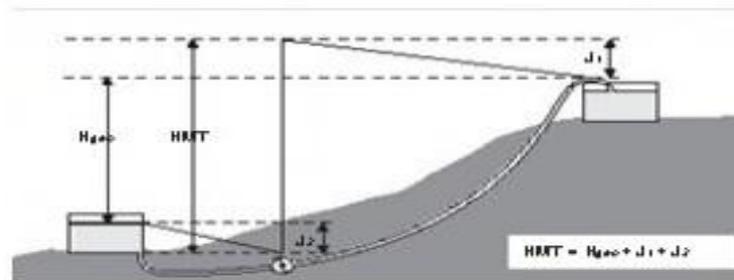


Figure 24 : Adduction par refoulement

2.3 Adduction mixte :

Comme son nom l'indique, ce type d'adduction est une combinaison entre l'adduction gravitaire et l'adduction par refoulement, où la conduite de roucoulement se transforme en conduite gravitaire et vice versa par l'intermédiaire d'un raccordement entre ces deux dernières qu'on appelle réservoir tampon.

3 Choix du tracé :

Le tracé d'une conduite d'adduction doit être choisit d'une façon d'avoir une trajectoire directe de la conduite et répondre aussi à certaines exigences d'ordre technique et économiques telle que :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter.

- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des courbes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreinté ne suivra pas facilement les accotements de la route.

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

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

4 Choix du type des conduites :

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine.

De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres, on dispose de différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue :

- ✓ Conduite en acier
- ✓ Conduite en fonte
- ✓ Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle)
- ✓ Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en PEHD dans les tronçons (R₁-R₂), (P₁-R₃), (P₂-R₄). et la fonte dans les autres tronçons ; vu les avantages qu'elles présentent :

◆ Conduite en PEHD :

➤ Avantages :

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité
- Facilité de soudage par électrofusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbologique.
- Bonne propriétés hydraulique.
- Bonne résistance chimique.
- Longue durabilité.
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité.
- Son élasticité lors du phénomène transitoire.

- Cout faible du PEHD.

◆ **Conduite en Fonte :**

➤ **Avantages :**

- Une longue vie jusqu'à 140 années.
- Très grandes charges mécaniques admissibles : d'où une grande réserve de sécurité.
- Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement.
- Un ensemble homogène complet.
- Le matériau ne diffusant pas, cela évite toute pollution des eaux transportées et de la nappe phréatique.
- Protection intérieure : ciment spécialement adapté à l'eau potable.
- Déviation angulaire des tubes (aussi pour les emboitements verrouillés).
- Une économie rationnelle.
- Montage simple.

5 Etude technico-économique des conduites :

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation. Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- ✓ Le débit.
- ✓ Le diamètre.
- ✓ La vitesse.
- ✓ Les pertes de charge.

5.1 Calcul du diamètre économique :

Pratiquement, pour faire un bon choix de diamètre optimal on doit trouver une gamme des diamètres correspondants à une vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 m/s et 1,5 m/s cette gamme est déterminée par les deux relations suivantes :

$$D = 1. \sqrt{Q}, (K = 1) \text{ [Formule de BONIN] (GODART, 2008)}$$

$$D = 1,5\sqrt{Q}, (K = 1,5) \text{ [Formule de BRESSE] (GODART, 2008)}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m),

Q : débit max à élever (m³/s)

5.2 Calcul de la vitesse d'écoulement :

La vitesse de l'eau dans les conduites doit, en général, être de l'ordre de 0,5 à 1.5 m/s. En effet une vitesse faible favorise la formation des dépôts et la stagnation de l'eau dans les conduites pouvant entraîner une dégradation de sa qualité, une vitesse forte entraîne d'importantes pertes de charge et donc une chute notable de la pression. Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi D}$$

Avec :

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

D : Diamètre de la conduite (m).

5.3 Calcul des pertes de charges :

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations. Elles se présentent sous deux formes :

- ✓ Les pertes de charge linéaires.
- ✓ Les pertes de charge singulières.

5.3.1 Pertes de charge linéaires :

Ce sont des pertes de charge régulières dues au frottement de l'eau contre les parois des canalisations, et des molécules entre elles. Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH :

$$J_l = \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Avec :

L : longueur géométrique de la conduite (m),

λ : coefficient de frottement adimensionnel dépendant de la nature du régime d'écoulement,

V : la vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s),

D : diamètre intérieur de la conduite (m), g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s²

5.3.1.1 Détermination de λ :

Le coefficient de frottement λ , dépend du régime d'écoulement qui est fonction de la rugosité relative et du nombre de REYNOLDS, en se référant au diagramme de MOODY et ayant ces deux derniers paramètres, on pourra déterminer le coefficient de frottement λ .

✚ En régime turbulent : λ est donné par la formule de NIKURADZE suivante :

$$\lambda = [1,14 - 2 \log \frac{\varepsilon}{D}]$$

Où :

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \log \frac{\varepsilon}{D}]^{-2}$$

Avec :

ε : Rugosité absolue (mm),

$\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative,

λ : coefficient de frottement

✚ En régime transitoire : λ est donné par la formule de COLEBROOK-WHITE suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right]$$

Avec :

ε : Rugosité absolue (mm),

D : diamètre intérieur de la conduite (m),

Re : nombre de REYNOLDS égale à : $\frac{V \cdot D}{\nu}$, (ν étant la viscosité cinématique du liquide et V étant la vitesse d'écoulement).

Viscosité cinématique de l'eau, prise égal à 10⁻⁶ m²/s à une température de 20°C.

5.3.2 Pertes de charge singulière :

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

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD : $\Delta h_s = 0.10 * \Delta h_l$
- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte : $\Delta h_s = 0.15 * \Delta h_l$

5.3.1 Pertes de charge totale:

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

- Pour le PEHD : $\Delta H_t = \Delta h_l + \Delta h_s = \Delta h_l + 0.10 \times \Delta h_l = 1.10 \times \Delta h_l$
- Pour la fonte : $\Delta H_t = \Delta h_l + \Delta h_s = \Delta h_l + 0.15 \times \Delta h_l = 1.15 \times \Delta h_l$

5.3.2 La hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est la somme de la hauteur géométrique et de la perte de charge totale :

$$HMT = Hg + \Delta Ht$$

Avec :

Hg : La hauteur géométrique en (m)

ΔHt : Perte de charge totale en (m).

6 Résultats du calculs :

Les caractéristiques de cette adduction sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 18 : Les caractéristiques des tronçons à étudier

Tronçon	Type d'adduction	Linéaire (m)	Cote de départ (m)	Cote d'arriver (m)
SP ₁ -R ₁	Refoulement	848	406,34	539
R ₁ -R ₂	Gravitaire	4873	539	473,24
R ₁ -P ₁		2740	539	400
P ₁ -R ₃		1647	400	525
P ₁ -P ₂		5203	400	420
P ₂ -R ₄		80	420	425,6
P ₂ -P ₃		12625	420	435

6.1 Adduction par refoulement :

Dans le cas d'une adduction par refoulement, on utilise le débit de pompage qui est déterminé comme suit :

$$Q_p = Q * \frac{24 h}{T_p}$$

Avec :

Q_p : débit de pompage en l/s ;

Q : débit à élever en l/s ;

T_p : le temps de pompage en heure (on prend $T_p = 20h$ dans notre cas).

Tableau 19 : Résultats du calcul de débit de pompage.

Q (débit à élever) l/s	T_p (h)	Q_p (débit de pompage) l/s
213,43	20	256,12

Tableau 19 : Résultats du calcul des diamètre et débit de pompage.

Les diamètres calculés (mm)	Les diamètres normalisés (mm)
Avec la formule de BONNIN : 506	500-600-700-800
Avec la formule de BRESS : 759	

♦ Tronçon SP₁-R₁

Tableau 20 : Résultats du calcul hydraulique du tronçon SP1-R1

Diamètre normalisé (mm)	Débit de pompage (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	Perte de charge linéaire (m)	Perte de charge singulière (m) (15% de PCL)	Perte de charge totale (m)	Hg (m)	HMT (m)
500	256,12	1,304	0,014973	2	0,3	2,03	132,66	134,69
600		0,906	0,014846	1	0,15	1,15		133,81
700		0,665	0,014817	0,7	0,105	0,805		133,47
800		0,509	0,014848	0,3	0,045	0,345		133,01

Le choix de diamètre des conduites s'articule sur une vitesse de [0.5-1.5] ainsi que des faibles pertes de charges et moins d'HMT. Non seulement ces conditions sont prisées en considérations, mais aussi le phénomène de coup de bélier et les surpressions/dépressions sont obligatoire à vérifier pour le choix d'un diamètre optimal.

Les résultats de calcul pour chaque diamètre sont présentés dans le tableau suivant :

6.1.1 Coup de bélier :

6.1.1.1 Calcul de célérité de propagation d'onde (a) :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K * \frac{D}{e}}}$$

Avec :

K : Coefficient qui dépend de la conduite ;

D : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;

e : Epaisseur de la conduite (m)

6.1.1.2 Valeur maximale du coup de bélier (B) :

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

Avec :

B : Valeur maximale du coup de bélier (m.c.e) ;

a : Célérité de propagation d'onde (sans unité) ;

V₀ : La vitesse (m/s) ;

g : Force de gravité (m/s²).

Tableau 21 : Résultats du calcul de coup de bélier, surpression et dépression

Diamètre	Célérité de propagation d'onde pour la fonte (m/s)	La vitesse V ₀ (m/s)	Valeur maximale du coup de bélier B (m)	La hauteur géométrique H _g (m)	Surpression (m)	Dépression (m)
500	894,93	1,304	146,22	132,66	306,52	14,08
600		0,906	101,59		261,89	58,71
700		0,665	74,57		234,87	85,73
800		0,509	57,07		217,37	103,23

Après une analyse approfondie des phénomènes cités précédemment, ainsi que les caractéristiques de vitesse, pertes de charge et HMT, on opte pour un diamètre D=600 mm en fonte ductile, qui assure une vitesse de 0.906 m/s pour le tronçon de refoulement SP₁-R₁.

6.2 Adduction gravitaire :

L'adduction gravitaire commence à partir du réservoir R₁ jusqu'au P₃. On remarque que la charge hydraulique disponible ($\Delta h_d = \text{Crd} - \text{CTN}$). Dans cette partie on calcule le diamètre avantageux.

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Lechapt CALMENT (GODART, 2008):

$$\Delta H_d = \frac{K' * L * Q^B}{D^M}$$

Ou :

- ΔH_d : Charge disponible (m.c.e) ;
- K' : Coefficient de perte de charge ;
- L : Longueur de la conduite (m) (on prend la longueur équivalente $Leq=1,1 \times L$) ;
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- D : Diamètre intérieur calculé de la conduite (m) ;
- B : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- m : Exposant tenant compte du type du matériau.

- Selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m et B qui sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 22 : Coefficients K' , m , B pour PEHD

Matériau	K'	M	B
PEHD	0,001052	4.772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D = \sqrt[M]{\frac{K' * L * Q^B}{\Delta H_d}}$$

a. Tronçon R₁-R₂ :

Ce tronçon assure l'alimentation d'eau potable de la ville de Semmache qui fait partie de la commune d'EL ADJIBA, le débit nécessaire vécu dans ce tronçon est : 783,36 m³/j

Les résultats sont présentés comme suite :

Tableau 23 : Résultat du calcul de tronçon R1-R2

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur de la conduite (m)	Longueur équivalente (m)	ΔH_d (m)	Diamètre calculé (mm)
R ₁ -R ₂	9,10	4837	5360,3	65,76	12,25

✓ On opte pour un diamètre $D = 110$ mm avec une vitesse de **1,15 m/s**

b. Tronçon R₁-P₃ :

Le tronçon R₁-P₃ représente une seule conduite d'eau potable, cela on constate que la majorité des côtes avales sont supérieures aux côtes amants. On opte donc pour le calcul des côtes piézométriques et la vérification que la charge sortante de réservoir R₁ soit suffisante pour relever l'eau aux points souhaités. Les étapes de dimensionnement sont les suivants :

1. Selon la loi de continuité le débit transitant une conduite est égale à : $Q = v \times s$.

2. On fixe une vitesse maximale de 1,5 m/s pour tirer la surface, donc $S = \frac{Q}{v}$;

3. La surface est égale à : $S = \frac{\pi \times D^2}{4}$, on tire le diamètre qui égale à : $D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}}$,

$$\text{ce qui résulte en : } D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * v}}$$

4. Après avoir tiré le diamètre, on le normalise selon la gamme des diamètres normalisés disponible ;

5. Après le choix d'un diamètre normalisé, on calcule la vitesse et les pertes de charge pour ce dernier (pertes de charge avec COOLBROOK-WHITE) ;

6. On recalcule les côtes piézométriques de chaque point qui sont égales à

$$Cp = CTN + Hp ,$$

Dont :

$$Hp = Hg - \Delta H ,$$

Donc dans notre cas la côte piézométrique d'un point est égale à :

$$Cp = CTNR_1 - (\Delta H_n + \Delta H_{n-1})$$

7. On opte pour un diamètre d'une conduite gravitaire la vitesse optimale est de [0.5- 1.5] m/s, et pour que le calcul soit juste afin d'assurer l'arrivée de l'eau jusqu'à P₃ , la charge disponible doit être supérieur ou égale à la somme des pertes de charges.

8. On vérifie que les côtes piézométriques en amont sont supérieures à celles en aval.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 24 : Présentation des calculs des diamètres et des pertes de charge pour la conduite R₁-P₃

Tronçon	Linéaire (m)	Cote terrain Amont (m)	Cote terrain Aval (m)	Diamètre Calculé (mm)	Diamètre extérieur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	ΔH (m)	Cote piézométrique Amont (m.c.e)	Cote piézométrique Aval (m.c.e)
R ₁ -P ₁	2740	539	400	416	450		0,204	1,28	7,76	539	537,18
P ₁ -R ₃	1647	400	525	71	90	81,8	0,006	1,14	25,15	537,18	525
P ₁ -P ₂	5203	400	473,24	410	450		0,198	1,24	13,92	537,18	529,02
P ₂ -R ₄	80	420	425,6	134	200	181,8	0,021	0,81	1,25	529,02	425,6
P ₂ -P ₃	12625	420	435	387	400		0,177	1,41	49,44	529,02	435

On a les tronçons (R₁-P₁), (P₁-P₂), (P₂-P₃) qui représentent la conduite R₁-P₃ d'une charge disponible 104m. D'après le tableau on note que : $\sum \Delta H < \Delta H_{\text{disponible}}$; 71,12 < 104 cela indique que l'eau va atteindre tous les points destinés, donc la charge sortante de réservoir R₁ est suffisante.

7 Conclusion :

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire), a été fait selon certaines critères techniques et économiques, à savoir les conduites :

- (R₁-R₂) et (P₁-R₃) et (P₂-R₄) en PEHD. Cela due à la faible quantité d'eau transportée et les faibles linéaires reliant ces points, aussi, le terrain a été en quelque sorte aménagé.

- (SP₁-R₁) et (R₁-P₁) et (P₁-P₂) et (P₂-P₃) en fonte ductile. La présence d'un terrain accidenté dans le relief du tracé choisi a été un facteur majeur dans le choix de conduits en fonte ductile. Un terrain rocheux ainsi que les grandes pressions ont été les principaux points de notre choix.

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler le projet comme suit :

Tableau 25 : Résultat d'adduction et choix du diamètre

Tronçon	Type d'adduction	Linéaire (m)	Type de conduite	Diamètre (m)	HMT (m)	PN (bar)
SP ₁ -R ₁	Refoulement	848	FONTE	600	132,66	16
R ₁ -R ₂	Gravitaire	4873	PEHD	110	65,76	10
R ₁ -P ₁		FONTE	450	139	16	
P ₁ -R ₃		PEHD	90	125	16	
P ₁ -P ₂		FONTE	450	20	06	
P ₂ -R ₄		PEHD	200	5,6	06	
P ₂ -P ₃		FONTE	400	15	06	
			12625			

Le chapitre suivant sera une étude sur les réservoirs et les bâches à eaux existants.

Chapitre 4

Etude des Réservoirs

1 Introduction :

Les réservoirs sont parmi les moyens de stockage les plus utilisés dans de nombreuses industries, ils peuvent être de forme cylindrique, sphérique. Ils sont aériens ou enterrés, horizontaux ou verticaux, en fonction de la nature du produit stockée. Un réservoir est un équipement dangereux, en attente d'un dysfonctionnement interne ou externe pour exploser. Cet accident nous rappelle les précautions à prendre lors de l'utilisation de tel enceinte et la nécessité d'aller au-delà de la norme et de la convention pour approfondir l'étude technique détaillée, développer de nouveaux concepts dans le cadre de performance et de résolution des problèmes et créer une vision plus dynamique et méthodique dans le cadre de la maintenance prédictive et autonome. Dans le cas des réseaux d'eau, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre le réseau d'adduction et le réseau distribution ; ce dernier possède des débits non uniformes durant la journée ; les réservoirs possèdent un rôle de gérer les débits selon la demande.

2 Exigence technique a satisfaire :

- **Résistance :** Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis dans toutes ses parties (poids, effet climatique, effet dynamique,...etc.)
- **Etanchéité :** Le réservoir doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos et sans fuites.
- **Durabilité :** Les matériaux constituant, tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés après un long contact avec l'eau.

3 Fonction du réservoir :

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - Panne électrique,
 - Remplacement d'une pompe,
 - Accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau,

- Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

4 Classification des réservoirs :

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons :

4.1 Leur position par rapport au sol :

- ✓ Les réservoirs enterrés ;
- ✓ Les réservoirs semi enterrés ;
- ✓ Les réservoirs sur le sol : Ce genre de réservoirs alimente gravitairement le réseau de distribution
- ✓ Les réservoirs surélevés : La cuve du réservoir étant disposée sur une tour,
- ✓ Réservoir avec station de surpression associée : L'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression.
- ✓ Réservoir sous pression : Ou un dispositif de compresseur d'air maintient au dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique

4.2 Leur forme :

- ✓ Les réservoirs séculaires ;
- ✓ Les réservoirs carrés, rectangulaires ;
- ✓ Les réservoirs quelconques.

4.3 Leur mode de fermeture :

- ✓ Les réservoirs couverts ;
- ✓ Les réservoirs non couverts.

4.4 Matériaux de construction :

Ils peuvent être :

- ✓ Métalliques ;
- ✓ En maçonnerie ;
- ✓ En béton armé ;
- ✓ Ou précontrainte.

4.5 Selon l'usage :

- ✓ Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- ✓ Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- ✓ Réservoir de traitement.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- ❖ Les facteurs économiques ;
- ❖ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- ❖ Les possibilités d'adaptation au réseau ;
- ❖ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

5 Implantation du réservoir :

Le choix de site d'implantation d'un réservoir est généralement effectuée sur la base des considérations techniques et économiques. En effet, l'objectif recherché est de prévoir à réaliser un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux.

Pour cela on est amené à respecter les conditions suivantes :

- En plaine, ils doivent généralement être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la côte de radier soit supérieure à la côte piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution afin d'assurer une alimentation directe par simple gravité ;
- Pour des raisons économiques il est préférable que ce remplissage se fait par gravité, ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- Afin de réduire les charges, on est amené à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère.

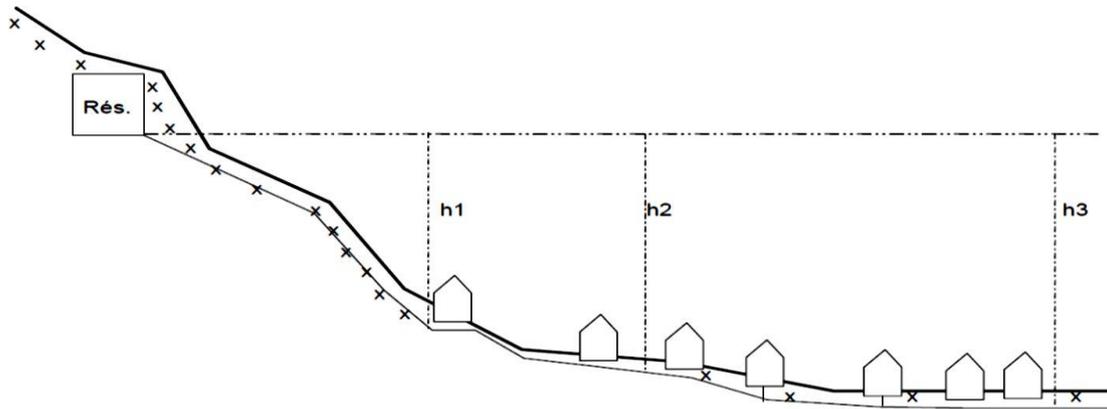


Figure 25 : Emplacement du réservoir en altitude

6 Choix du type du réservoir :

Vue la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et l'emplacement disponible et les avantages qu'offrent les réservoirs circulaires, semi enterrés ; à savoir :

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Ethnocentrie lus facile à réaliser.
- Conservation de l'eau se fait à une faible variable de température.
- L'étanchéité est assurée.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économique.

Il est exigé d'un réservoir d'être :

- Couverts,
- À l'abri des contaminations,
- À l'abri des infiltrations des eaux souterraines,
- À l'abri des pluies et des poussières.

7 Fontainerie et équipement du réservoir :

Un réservoir doit être équipé par :

- Conduite d'arriver ou d'alimentation (d'adduction)
- Conduite de départ ou de distribution ;
- Conduite de vidange ;
- Conduite de trop plein ;
- Conduite de bay basse, dans certain cas ;

- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur. Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

7.1 Conduite d'adduction ou d'arrivé :

L'arrivée de l'eau dans un réservoir peut être placée soit à son fond soit à la partie supérieure ou même déversée au-dessus de la surface libre dans celui-ci. La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas de l'adduction par refoulement, où il ferme le robinet dans le cas d'adduction gravitaire.

- **Par le haut :** soit avec chute libre ou en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée. Le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.
- **Par le bas :** soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier

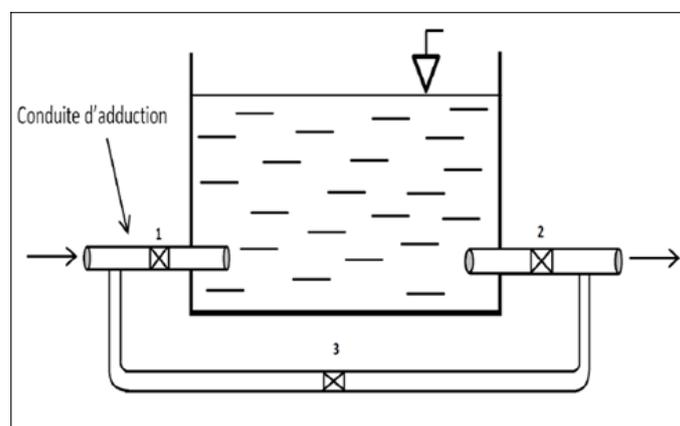


Figure 26 : conduite d'adduction

7.2 Conduite de distribution :

Le départ de la conduite s'effectue à 0.15 – 0.20 m au dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve, il y a lui aussi de réservé un minimum de 0.5 m au-dessus la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, pour

facilité le brassage de l'eau, le départ sera prévu l'opposé de l'arrivée, un robinet vanne sera ménagé sur le départ de la conduite.

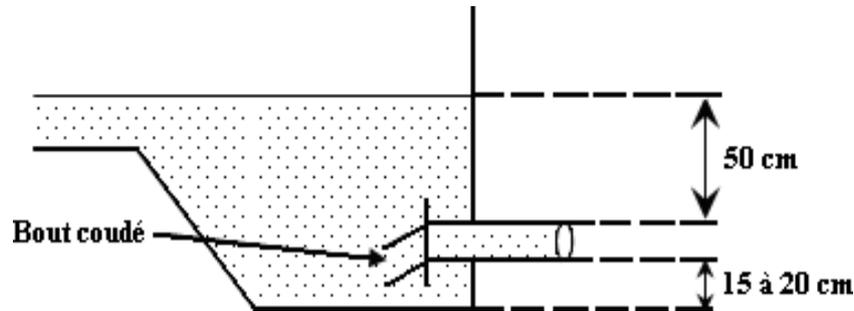


Figure 27 : conduite de distribution

7.3 Conduite de trop-plein :

C'est une conduite qui assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Cette conduite ne doit pas comporter de robinet sur son parcours et son extrémité doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve ; le schéma de la conduite de trop-plein est représenté dans la figure suivante :

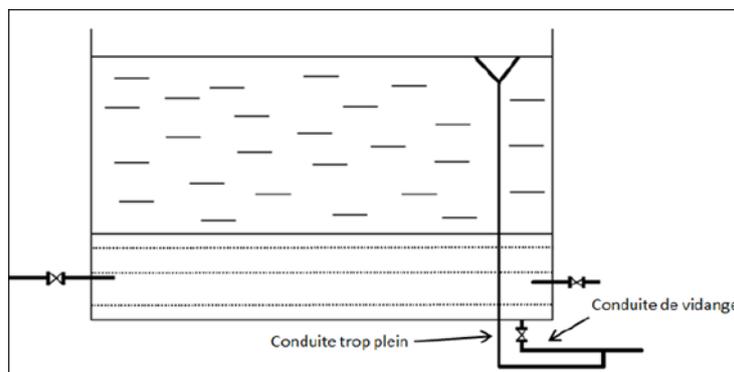


Figure 28 : Conduite de trop-plein

7.4 Conduite de vidange :

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa répartition. A cet effet, le radier du déversoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière.

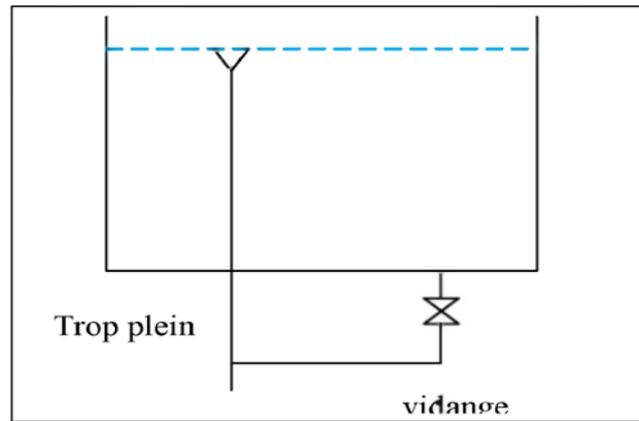


Figure 29 : Conduite de vidange

7.5 Conduite by-pass :

Le by-bass est un dispositif reliant la conduite d'amenée d'eau à la conduite de départ, on l'utilise lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou la réparation du réservoir.

- En temps normal 1 et 3 sont ouvertes et la 2 est fermée.
- En by-bass on ferme 1 et 3 et

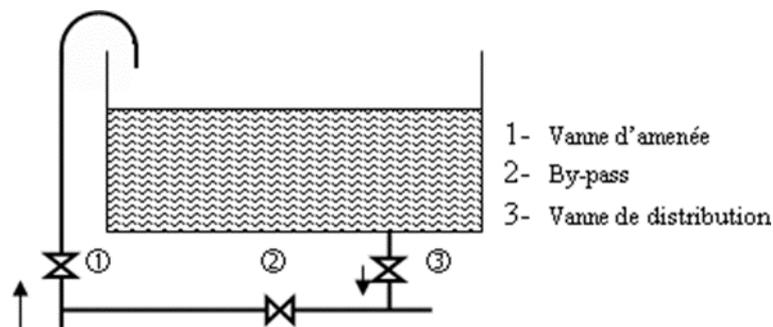


Figure 30 : Conduite de by-pass

8 Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence.

8.1 Système à deux prises :

Il consiste à distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au-dessus du volume réservé et commandée par la vanne 2. La prise située au voisinage du fond est condamnée par la vanne 1 (vanne d'incendie), qui peut avantageusement être télécommandée en cas de sinistre. L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, ou risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de surcroît de lui donner un goût désagréable.

- En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte.
- En cas d'incendie, 1 est ouverte.

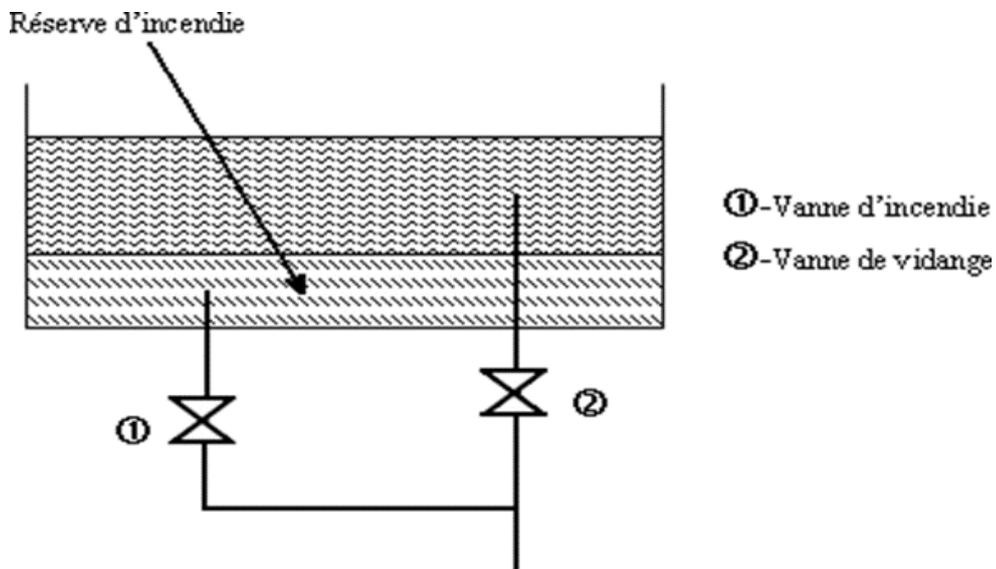


Figure 31 : système a deux prises

8.2 Système à siphon :

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais on la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la coté supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir.

- En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.
- En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.

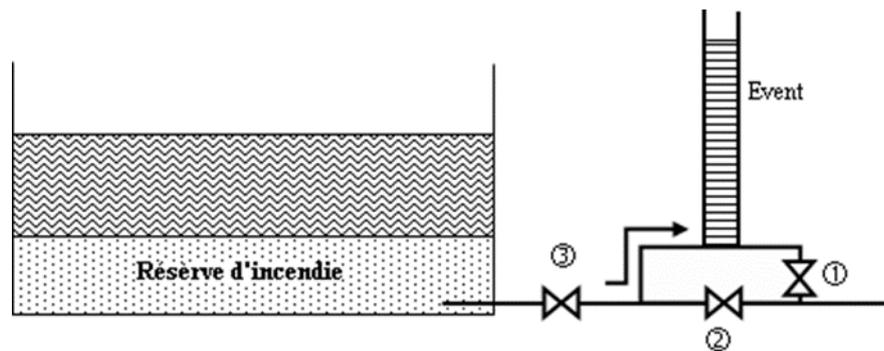


Figure 32 : système a siphon

9 Entretien des réservoirs :

Les structures des réservoirs doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que le phénomène de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui règne. Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Élimination des dépôts sur les parois,
- Examen des parois et réparations éventuelles,
- Désinfection à l'aide des produits chlorés,
- Remise en service.

10 Hygiène et sécurité :

Les réservoirs d'eau potable doivent suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité afin de protéger l'eau de toute pollution en provenance de l'extérieur. Par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de la température et l'introduction des corps étrangers ;
- Être à l'abri des contaminations ;
- Être aéré : il y'a lieu de percer quelques orifices munis d'épaisses plaques de verre afin de laisser passer la lumière ;
- Être parfaitement étanche et ne doit recevoir aucun enduit susceptible d'altérer la qualité de l'eau ;
- Être muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.

- Aussi, la circulation de l'eau doit être régulière à l'intérieur du réservoir pour éviter toute stagnation.

11 Capacité du réservoir :

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération. Le calcul de la capacité peut se faire comme suite :

La capacité du réservoir est déterminée à partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

La répartition des débits d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20 heures dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation des pannes éventuelles et d'entretien au niveau de la station de pompage.

Le volume résiduel et le volume totale de stockage du réservoir pour la consommation sont déterminés par les formules suivantes :

$$V_t = V_R + V_{\text{incendie}}$$

Et

$$V_R = \frac{P\% \times Q_{\text{max},j}}{100}$$

Avec :

- ✓ V_R : Volume résiduel dans le réservoir de stockage (m³) (Cas de distribution);
- ✓ V_{max} : Volume maximal de stockage (m³) (Cas d'adduction) ;
- ✓ V_{incendie} : Réserve d'incendie égale à 120 m³;
- ✓ $Q_{\text{max},j}$: Consommation maximale journalière (m³/j) ;
- ✓ $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir (%). $P\%$ (Égale à la somme de la valeur maximale absolue de déficit et de surplus).
- ✓ Pour les réservoirs de distribution on ajoute la réserve d'incendie pour leur capacité totale (volume de construction génie civile), cette réserve est égale à 120 m³.

- **Calcul de capacité de bêche SP1 :**

Sachant que le débit existant dans le SP₁ est 18440,4 m³/j

Tableau 26 : Résultat de calcul de la capacité de station SP1

Heures	Q _{maxj}	L'apport	Surplus	Déficit	Reste	
(h)	%	%	%	%	%	%
0-1	5	4,167		0,833		7,505
1-2	5	4,167		0,833		6,672
2-3	5	4,167		0,833		5,839
3-4	5	4,167		0,833		5,006
4-5	5	4,167		0,833		4,173
5-6	5	4,167		0,833		3,34
6-7	5	4,167		0,833		2,507
7-8	5	4,167		0,833		1,167
8-9	5	4,167		0,833		0,833
9-10	5	4,167		0,833	0	0
10-11	0	4,167	4,167		4,167	
11-12	0	4,167	4,167		8,334	
12-13	0	4,167	4,167		12,501	
13-14	0	4,167	4,167		16,67	
14-15	5	4,167		0,833	15,835	
15-16	5	4,167		0,833	15,002	
16-17	5	4,167		0,833	14,169	
17-18	5	4,167		0,833	13,336	
18-19	5	4,167		0,833	12,503	
19-20	5	4,167		0,833	11,67	
20-21	5	4,167		0,833	10,837	
21-22	5	4,167		0,833	10,004	
22-23	5	4,167		0,833	9,171	
23-24	5	4,167		0,833	8,338	
Total	100	100	

$$\checkmark P_{\max} = |V^+| \% \implies P_{\max} = 7,5 + 9,167 = \mathbf{16,67 \%}$$

$$\checkmark V_R = \frac{16,67 \times 18440,4}{100} = \mathbf{3074,01 \text{ m}^3}$$

$$\checkmark V_t = 120 + 175,86 = \mathbf{3194,01 \text{ m}^3} \quad \text{On prend } V_t = \mathbf{3200 \text{ m}^3}$$

(Tableaux et résultats de calculs de capacité des réservoirs restants sont présentés dans les Annexes A,B,C,D,)

12 Conclusion :

Cette partie de l'étude nous a permis de titrer les capacités des ouvrages de stockage (réservoir et bache a eau).

Après avoir effectué tous les calculs sur le dimensionnement final des réservoirs, il s'est avéré nécessaire de projeter :

Tableau 27 : Présentation des capacités des bâches et réservoir

Bâche/Réservoir	Capacité calculée (m ³)	Capacité normalisée (m ³)
Bâche d'aspiration SP ₁	3194,01	3200
R1	3194,01	3200
R2	296,85	300
R3	260	300
R4	541,21	600

Après avoir fait le dimensionnement final des réservoirs, le chapitre suivant sera une étude de choix des pompes utilisées dans la station de pompage SP₁.

Chapitre 5

Choix des pompes

1 Introduction :

Le but de ce chapitre est l'étude et le choix des pompes adaptées à l'usage de notre projet qui permet d'assurer le débit demandé et la hauteur manométrique totale au niveau des stations de pompage projetées et existantes le long de l'adduction. Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

2 Généralités sur les pompes :

2.1 Définition d'une pompe :

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique, elle est composée par des organes différents. La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe :

- ✓ Horizontal ;
- ✓ Vertical ;
- ✓ Oblique ;

2.2 Classification des pompes :

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories :

✚ **Les pompes volumétriques** : L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement (grand encombrement). Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux, et élèvent de faibles débits à des pressions élevées on distingue :

- ✓ Pompe alternative (à piston).
- ✓ Pompe rotative (vis d'Archimède).

✚ **Les turbopompes** : Le principe de fonctionnement des Turbopompes, consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement, au moyen de l'élément actif de la pompe appelé "La roue" ou "Rotor"; Par contre, le principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste en un déplacement d'un volume élémentaire de liquide de l'aspiration vers le refoulement. Les Turbopompes sont généralement utilisées dans l'alimentation d'eau potable (A.E.P) et l'irrigation. Par ailleurs les pompes volumétriques sont surtout utilisées

pour les hydrocarbures (pompe à piston) et pour l'épuration (vis d'Archimède). On peut classer les Turbopompes selon les paramètres suivants :

a) Selon le type de la roue :

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

b) Selon le nombre d'élément disposé en série :

- Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprenant une série d'aubes fixes.
- Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série ; le fluide qui rentre va parcourir successivement chaque cellule.

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

- Les pompes axiales.
- Les pompes horizontales.

d) Selon la nature du fluide véhiculé :

- Fluide compressible.
- Fluide incompressible.

e) Selon l'importance de la pression produite :

- Basse pression.
- Moyenne pression.
- Haute pression

Dans la présente étude, on s'intéressera aux **pompes centrifuges**, et cela pour les raisons suivantes :

- ✓ Elles assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables ;
- ✓ Elles sont peu coûteuses et d'un rendement acceptable ;
- ✓ Elles constituent des groupes légers et peu encombrants.

3 Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont conditionnés par les paramètres suivants :

- Assurer le débit à refouler et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;

- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Être fabriquée en série ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH) minimale ;
- Le prix et le coût d'installation

4 Point de fonctionnement d'une pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe (C_{cp}) installée et en fonctionnement [$H-Q$] et la courbe caractéristique de la conduite (C_{cc}) refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

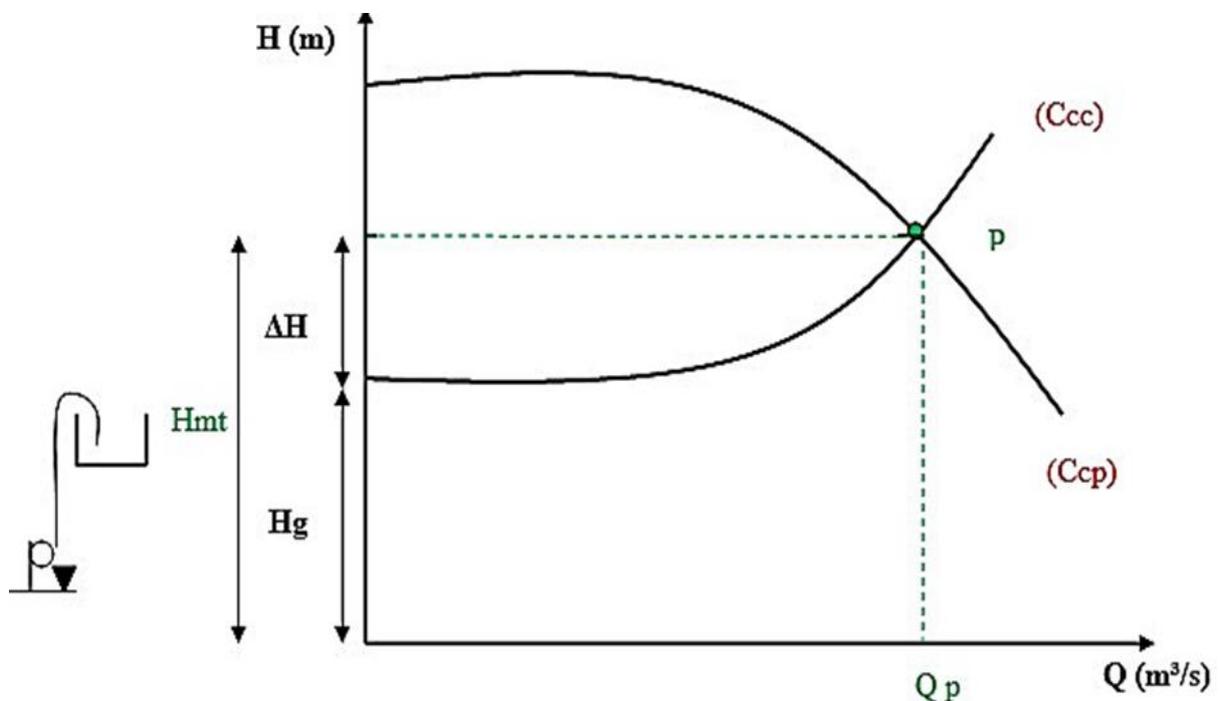


Figure 33 : Point de fonctionnement d'une pompe

5 Courbes caractéristiques d'une pompe :

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes suivantes :

5.1 La courbe hauteur - débit « $H = f(Q)$ » :

C'est une représentation graphique qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit $H = f(Q)$.

5.2 La courbe hauteur - débit « $H = f(Q)$ » :

Elle présente les variations de la puissance absorbée en fonction des débits, c'est une courbe en branche de parabole, dont la courbure est tournée vers la bas $P = f(Q)$.

5.3 La courbe rendement – débit :

Elle exprime les variations du rendement de la pompe en fonction de débit $\eta = f(Q)$.

Le point d'intersection de la courbe $H = f(Q)$ avec l'axe des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou point a vanne fermée.

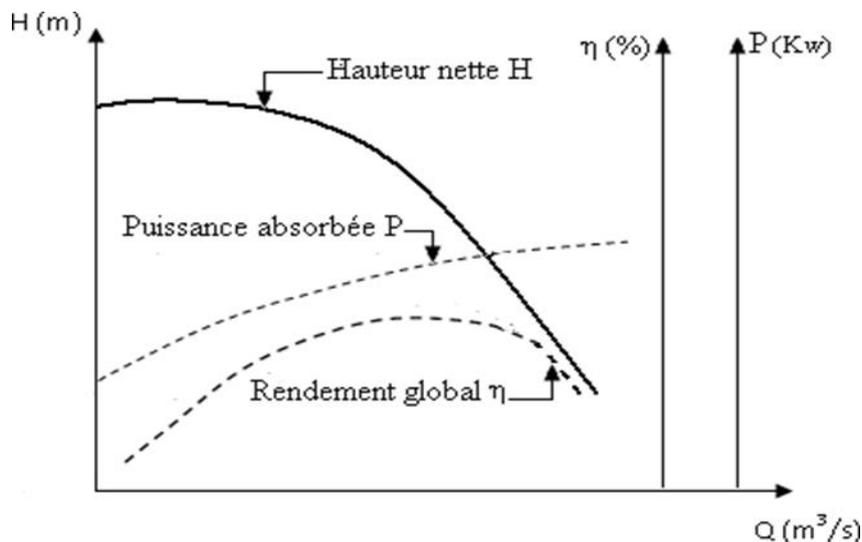


Figure 34 : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

6 Couplage des pompes :

Les pompes pouvant couplées en série ou en parallèle, selon qu'il est recherché d'augmenter, la hauteur d'élévation ou le débit.

6.1 Couplage des pompes :

Dans ce cas le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévation de chaque groupe. Ce couplage sera donc utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à des hauteurs différentes.

6.2 Couplage des pompes :

Dans ce type de couplage, les pompes fonctionnent sous une même hauteur d'élévation et réunissent l'eau refoulée dans une même canalisation.

7 Puissance absorbée :

C'est la puissance absorbée par une pompe, c'est-à-dire la puissance nécessaire pour son entraînement mécanique, s'exprime par la relation :

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

Avec :

P_a : Puissance absorbée en (KW) ;

Q : Débit a refoulé en (m³/s) ;

HMT : Hauteur manométrique total en (m) ;

η : Rendement de la pompe (%).

Les puissances absorbées par les pompes sont comme suite.

Tableau 28 : Résultats de calcul des puissances absorbés par la pompe

Station	Puissance absorbée d'une seule pompe (KW)	Puissance absorbée par 2 pompes en parallèle (KW)
SP ₁	116	232

8 Etude de cavitation :

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement, ...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieur à la charge nette minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ (donnée par le constructeur).

La NPSH requis $(NPSH)_r$ est la hauteur minimale du liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation. Il dépend de :

- ✓ Type de la pompe.
- ✓ Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

Le NPSH disponible $(NPSH)_d$ est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

◆ Soit la condition de non cavitation : $(NPSH)_d > (NPSH)_r$

➤ Pour l'alimentation en charge : $(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} + H_a + (J_a + T_v)$

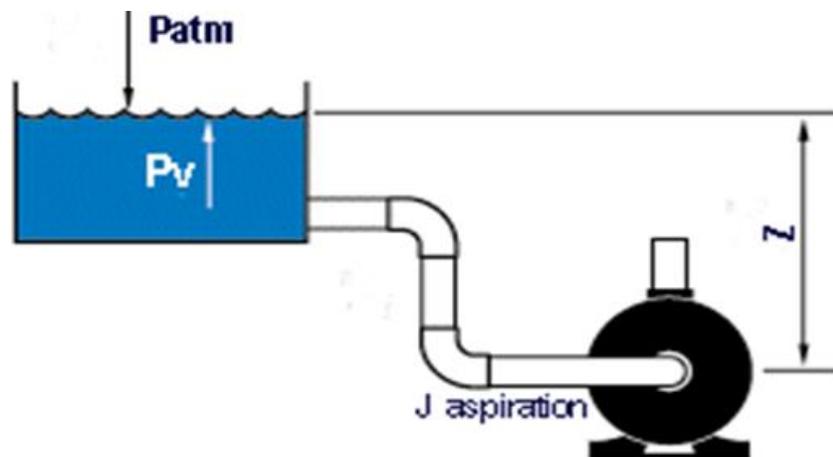


Figure 35 : Aspiration en sous pression

➤ Pour l'alimentation en dépression : $(NPSH)_r = \frac{P_0}{g \cdot \rho} - H_a - (J_a + T_v)$

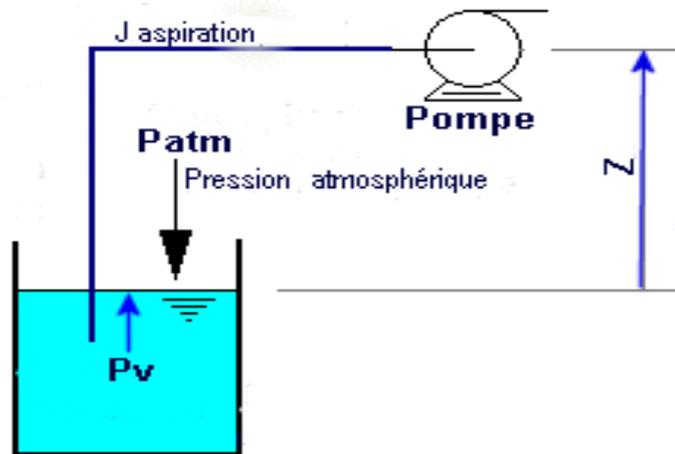


Figure 36 : Aspiration en dépression

Avec :

Ha: Hauteur d'aspiration en (m).

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

$\frac{P_0}{\rho \cdot g}$: (Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en (m)).

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

L'étude de cavitation des pompes de la station SP₁ est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 29 : Résultats de calculs de l'NPSH

Hauteur d'aspiration (m)	Longueur d'aspiration (m)	Singularité	Tension de vapeur d'eau à 20°C	Perte de charge d'aspiration (m)	NPSH disponible (m)	NPSH requis (m)
1	3	2 coudes de 90°	0,234	0,096	10,86	6,33

- Pour la conduite d'aspiration de la pompe on utilise un diamètre **D=600mm** pour diminuer la vitesse et les pertes de charge et avoir une NPSH disponible optimale.
- On a **NPSH_r = 6,33 < NPSH_d = 10,86 m** , donc le phénomène de cavitation est évité.

9 Coup de bélier :

9.1 Définition du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire causé par une modification rapide du régime d'écoulement, qui engendre des ondes de pression. Ces dernières se propagent le long de la canalisation et s'ajoutent algébriquement à la pression nominale initiale régnant en chaque point, causant ainsi soit des surpressions Ou des dépressions dangereuses pour la conduite et son équipement (Michel, 1994).

9.2 Coup de bélier dans les stations pompages :

Les variations de pression et de débit consécutives aux coups de bélier dans les stations de pompage seront déterminées avec la méthode de Bergeron. Les exemples pris correspondent toujours à la même installation de base qui ne différera que par ses moyens de protection anti bélier. L'installation se compose d'une pompe aspirant dans un bassin B pour refouler dans un réservoir R, tous deux à la pression atmosphérique. Le cas des débits négatifs traversant la pompe ne sera pas traité. Il sera placé un clapet anti retour, juste à son aval, pour éviter un tel fonctionnement. Le principe de calcul des protections anti bélier qui est développé ici n'est pas restrictif à la méthode de Bergeron et reste effectivement valable pour d'autres modélisations.

9.3 Arrêt instantané d'une pompe :

Examinons les conséquences de l'arrêt instantané d'une pompe survenant à la suite de la brusque disjonction de son moteur d'entraînement. Pour qu'une telle éventualité puisse se produire, il faudrait que le moment d'inertie des masses tournantes par rapport à l'axe de rotation soit nul. Cela est évidemment impossible, mais pour la simplicité de l'exposé nous supposerons être dans ce cas. Avant la disjonction, lorsque l'écoulement est permanent, le point de fonctionnement se situe à l'intersection de la courbe de la pompe à vitesse constante avec celle du réseau. Les pertes de charge dans les tuyauteries seront négligées ; le réseau est ainsi uniquement caractérisé par sa hauteur géométrique. Désignons par $\mu = 0$ l'arrêt instantané de la pompe. Juste à cet instant, la couche de fluide immédiatement au refoulement de la pompe est brusquement immobilisée et se retrouve en dépression. Cette chute de pression donne naissance à une onde qui va se propager vers le réservoir à la célérité c en provoquant une contraction de la tuyauterie.

9.4 Cause et conséquence du coup de bélier :

9.4.1 Les causes du coup de bélier :

Les causes les plus fréquentes du coup de bélier sont :

- Fermeture et ouverture rapide d'une vanne.
- Fermeture et ouverture rapide d'un robinet.
- Démarrage/Arrêt d'une pompe.
- Mauvaise utilisation des appareils de protection

9.4.2 Les conséquences du coup de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

- **Cas de la surpression :** C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés) (DUPONT, 1979)
- **Cas de dépression :** C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10m.c.e, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau (DUPONT, 1979)

9.5 Etude du coup de bélier :

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

9.5.1 Calcul de célérité de propagation d'onde (a) :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K * \frac{D}{e}}}$$

Avec :

K : Coefficient qui dépend de la conduite ;

D : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;

e : Epaisseur de la conduite (m)

9.5.2 Valeur maximale du coup de bélier (B) :

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

Avec :

B : Valeur maximale du coup de bélier (m.c.e) ;

a : Célérité de propagation d'onde (sans unité) ;

V₀ : La vitesse (m/s) ;

g : Force de gravité (m/s²).

9.5.3 Calcul de surpression et dépression :

♦ **Surpression = H_g + B**

♦ **Dépression = H_g - B**

Avec :

H_g : La hauteur géométrique (m) ;

B : Valeur maximale du coup de bélier (m.c.e).

9.6 Résultats de calculs :

L'étude du coup de bélier, surpression dépression des pompes de la station SP1 est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 30 : Résultats de calcul de coup de bélier, surpression et dépression

Station de pompe	Célérité de propagation d'onde pour la fonte	Valeur maximale du coup de bélier B (m)	Surpression (m)	Dépression (m)
SP ₁	894,93	68,7	180,40	43,01

Afin de protéger nos conduites contre le phénomène de coup de bélier et limiter la surpression et la dépression on opte pour des équipements de protection tels que l'anti-bélier et le clapet anti-retour.

10 Station de pompage SP₁ :

On prenant en considération les critères du choix cités au-dessus et à l'aide de logiciel "CAPRARI PUMP TUTOR" on opte pour un nombre de trois (03) pompes de la marque Italienne CAPRARI (2 pompes en fonctionnement parallèle +1 pompe de secours) dont les caractéristiques sont les suivantes.

Le modèle choisi est une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pression à axe horizontal de la marque Italienne CAPRARI (MEC-AZRBH 2/125A) qui a les caractéristiques hydrauliques suivantes :

- ✓ Un débit $Q= 128$ l/s
- ✓ Une vitesse de rotation $V=2950$ tr/min
- ✓ Un rendement $R=77,5\%$
- ✓ Une hauteur de refoulement $HMT= 71,8$ m
- ✓ Une puissance $P= 116$ Kw
- ✓ $NPSH= 6,33$ m

11 Conclusion :

A la fin de ce chapitre, après une étude approfondie on a opté pour des pompes centrifuges de la marque Italienne CAPRARI pour notre station de pompage, toutes les caractéristiques de la pompe sont mentionnées dans l'annexe (F).

Dans le chapitre suivant, une simulation avec le logiciel EPANET sera exécutée.

Chapitre 6

Simulation EPANET

1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons expliquer la démarche pour tracer et saisir le réseau d'adduction étudié sous le logiciel EPANET, ainsi faire une description de son état en vérifiant son fonctionnement par la simulation avec l'EPANET.

2 Présentation du logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Un réseau est défini sous EPANET comme un ensemble de tuyaux, nœuds (jonction de tuyau), pompes, vannes bâches et réservoirs.

Le logiciel calcul le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration des substances chimiques dans les différentes parties du réseau. Au cours d'une durée de la simulation, le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

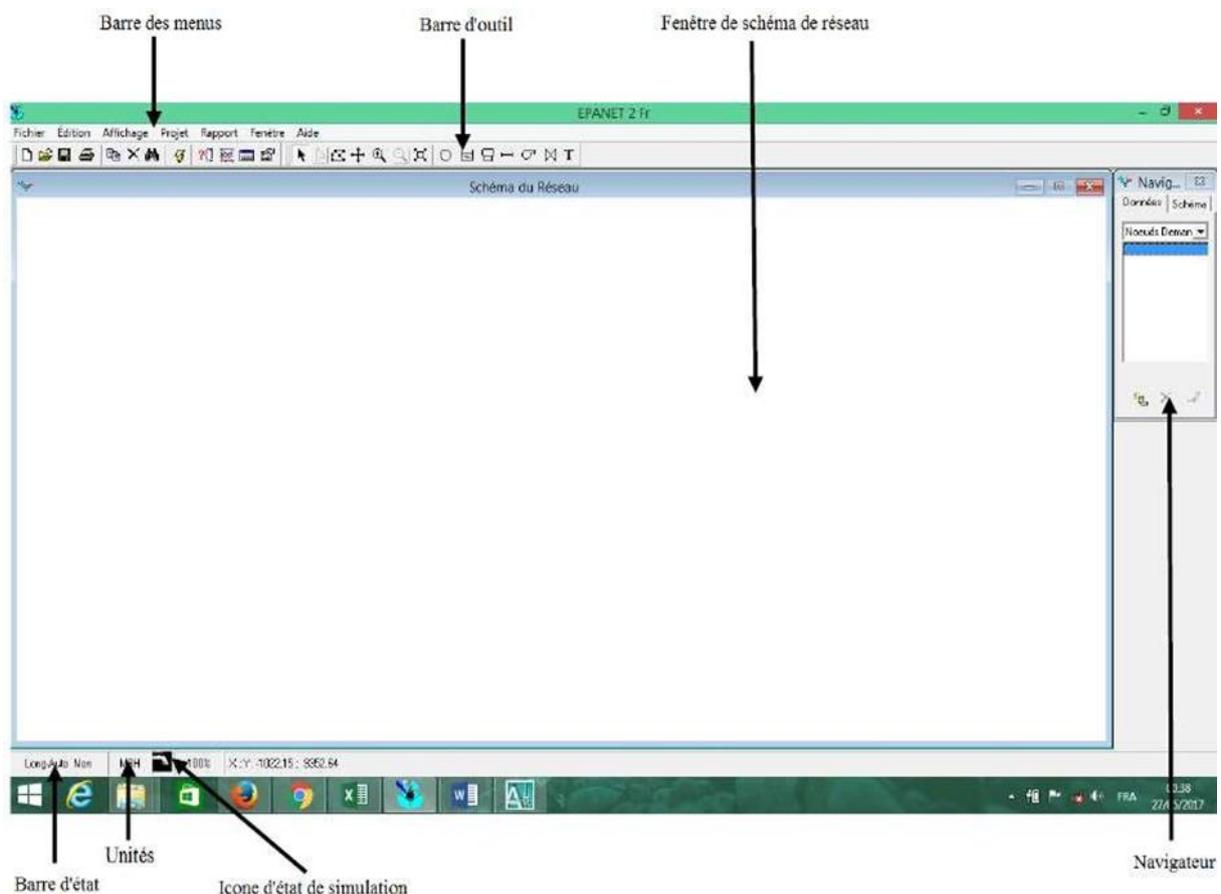


Figure 37 : Interface de l'EPANE

3 Modélisation et configuration du projet :

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

Pour la configuration du réseau on doit suivre ces étapes :

❖ Etape 1 :

La première étape consiste à créer un nouveau projet dans EPANET et d'assurer que les options sélectionnées par défaut sont correctes.

Les options Hydrauliques permettent de déterminer :

- L'unité de débit
- Formule de perte de charge ;
- Le nombre maximum d'itérations ;
- Rapport d'état.

La configuration des options hydrauliques doit être toujours vérifiée avant la simulation afin d'assurer la fiabilité des résultats obtenus.

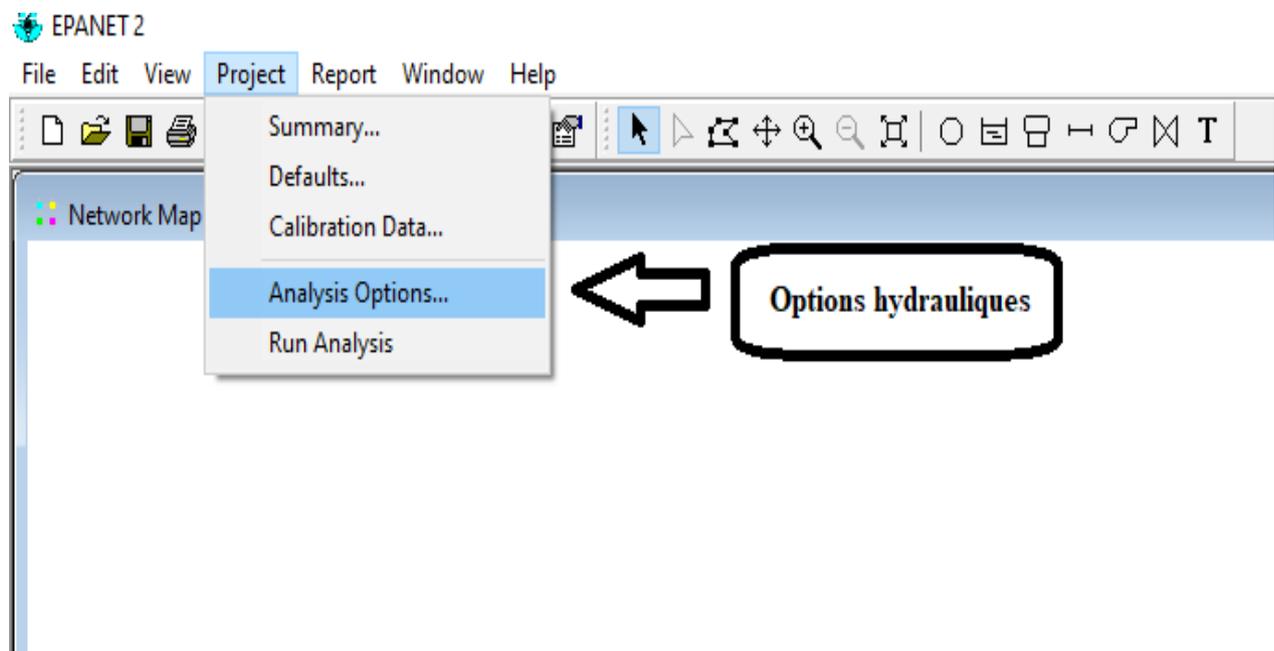


Figure 38 : Configuration des options hydrauliques

Property	Value
Flow Units	LPS
Headloss Formula	D-W
Specific Gravity	1
Relative Viscosity	1
Maximum Trials	40
Accuracy	0.001
If Unbalanced	Continue
Default Pattern	1
Demand Multiplier	1.0
Emitter Exponent	0.5
Status Report	No

Figure 26 : Options hydrauliques.

❖ **Etape 2 :**

Après la configuration de notre projet ainsi que les options hydrauliques convenables pour le réseau, on opte pour une représentation du réseau d'adduction étudié par un schéma synoptique dont les stations de pompages sont notées par une bache et une pompe avec une courbe caractéristique (H-Q) équivalente aux 02 pompes parallèles. Par contre, les agglomérations alimentées par des réservoirs sont représentés par des nœuds de consommation.

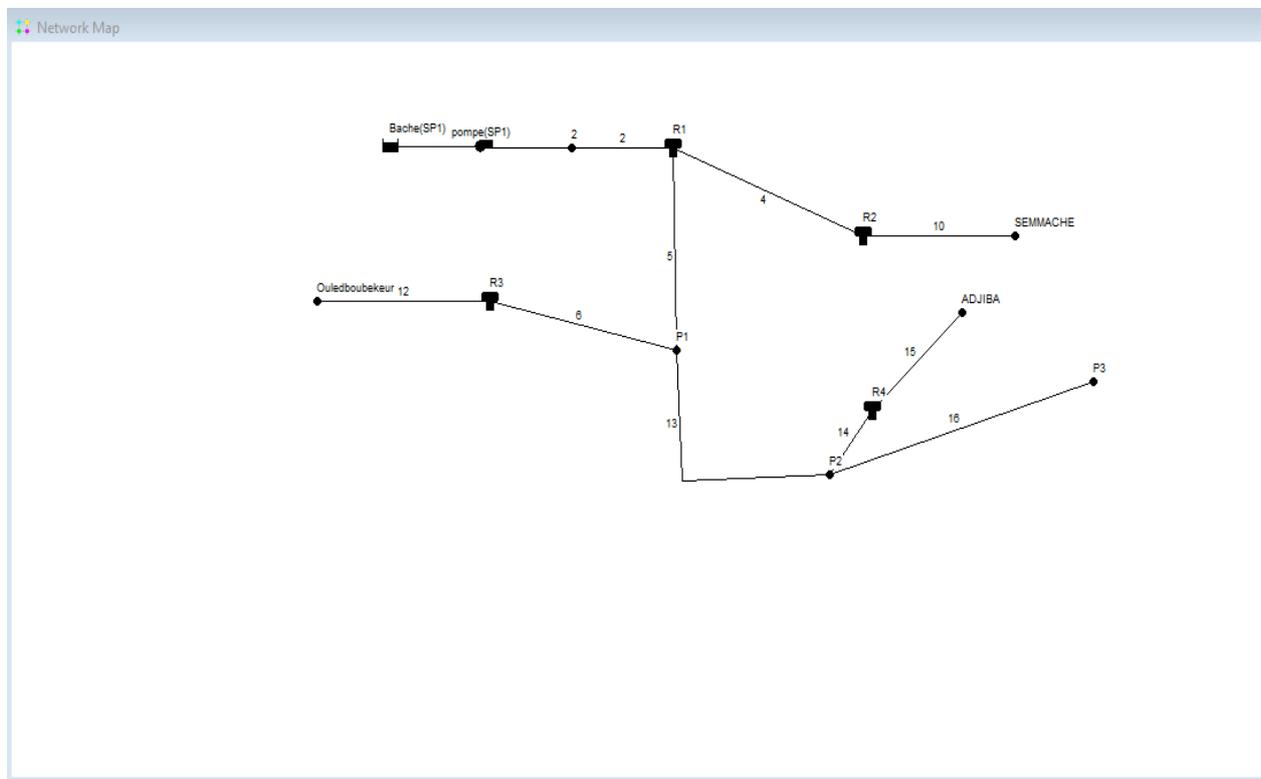


Figure 39 : Tracé du tronçon étudié sur EPANET

❖ **Etape 3 :**

Après l'élaboration du tracé, on a introduit les données du réseau telles que les diamètres, la rugosité et les longueurs des conduites, les altitudes et les demandes de base pour les nœuds de consommation ainsi que les caractéristiques des réservoirs et les courbes caractéristiques des pompes.

Courbe caractéristique : c'est la courbe équivalente des deux pompes en parallèle, la méthode d'introduire la courbe est présentée par la figure ci-dessus.

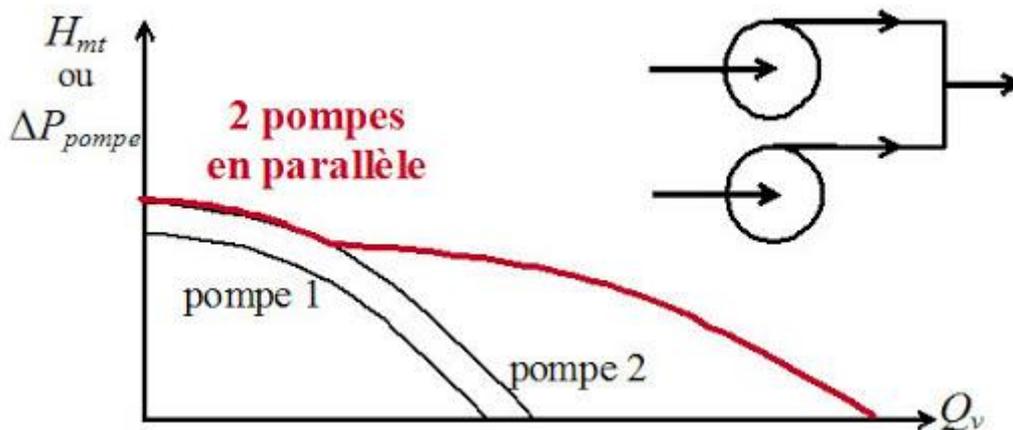


Figure 40 : Point de fonctionnement deux pompes en parallèle

D'après les courbes présentés dans les caractéristiques des deux pompes de la station pompage SP1 (Annexe F), nous avons pu introduire les points de fonctionnements des deux pompes et tracer la courbe caractéristique sur EPANET.

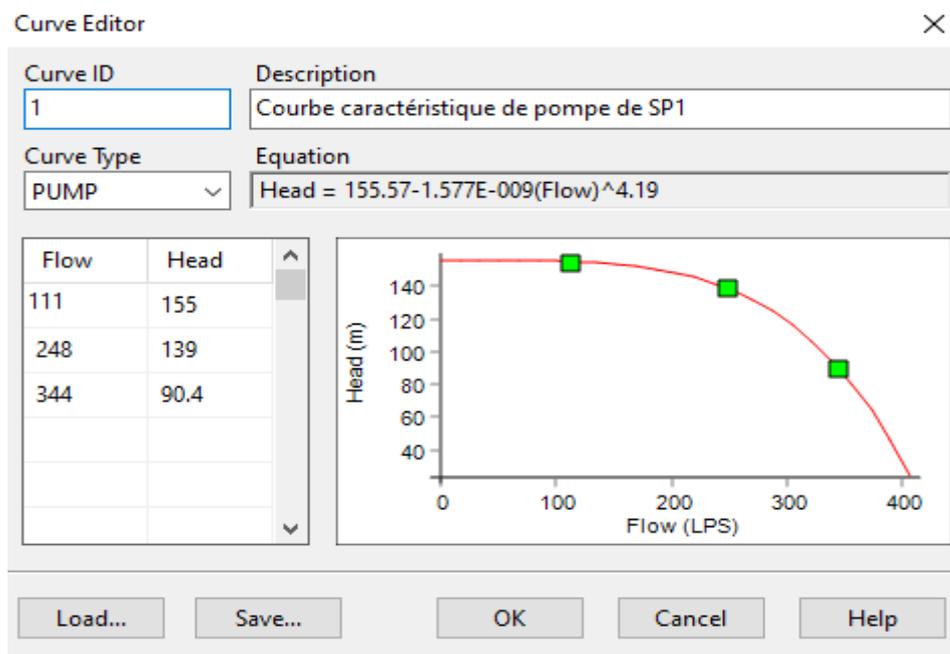


Figure 41 : Courbe caractéristique (équivalente) de la station SP1

4 Exécution de la simulation :

Après avoir saisi toutes les données ainsi que les options hydrauliques du projet, on passe à l'exécution d'une simulation hydraulique Cette dernière nous permet de vérifier les résultats du calcul ainsi que la fiabilité de notre dimensionnement dans l'utilisation quotidienne réelle.

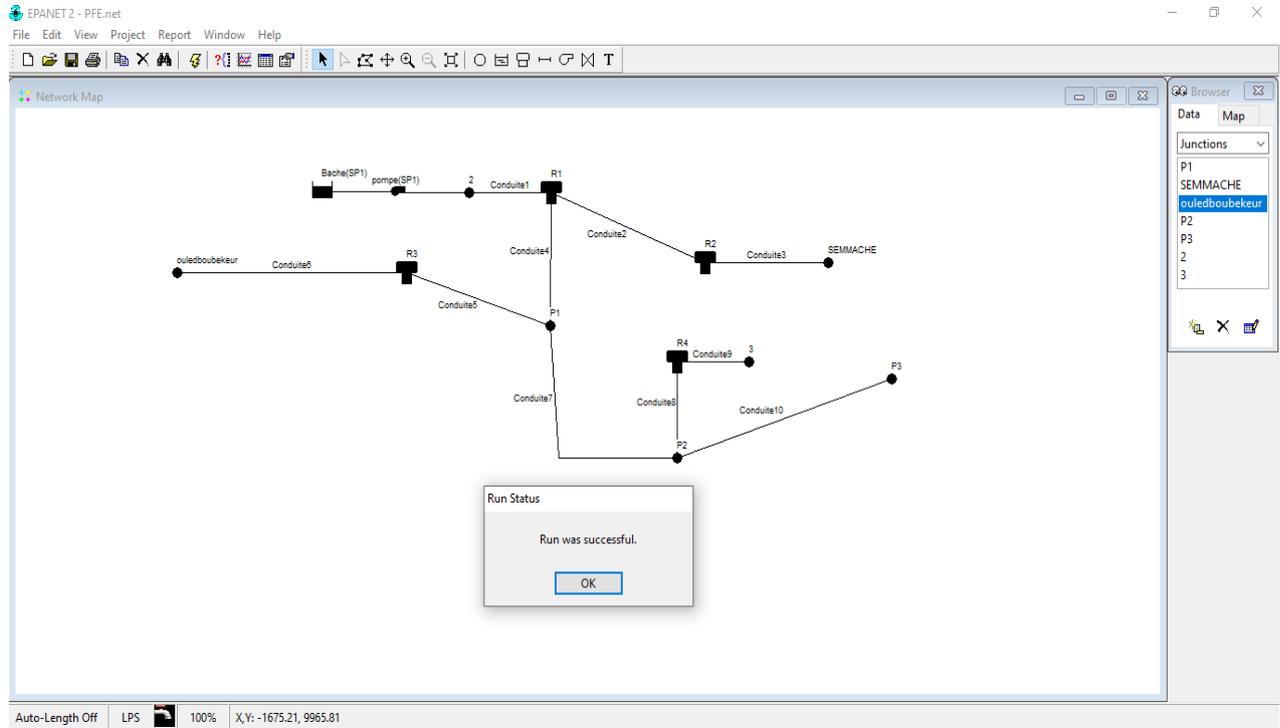


Figure 42 : Lancement de la simulation

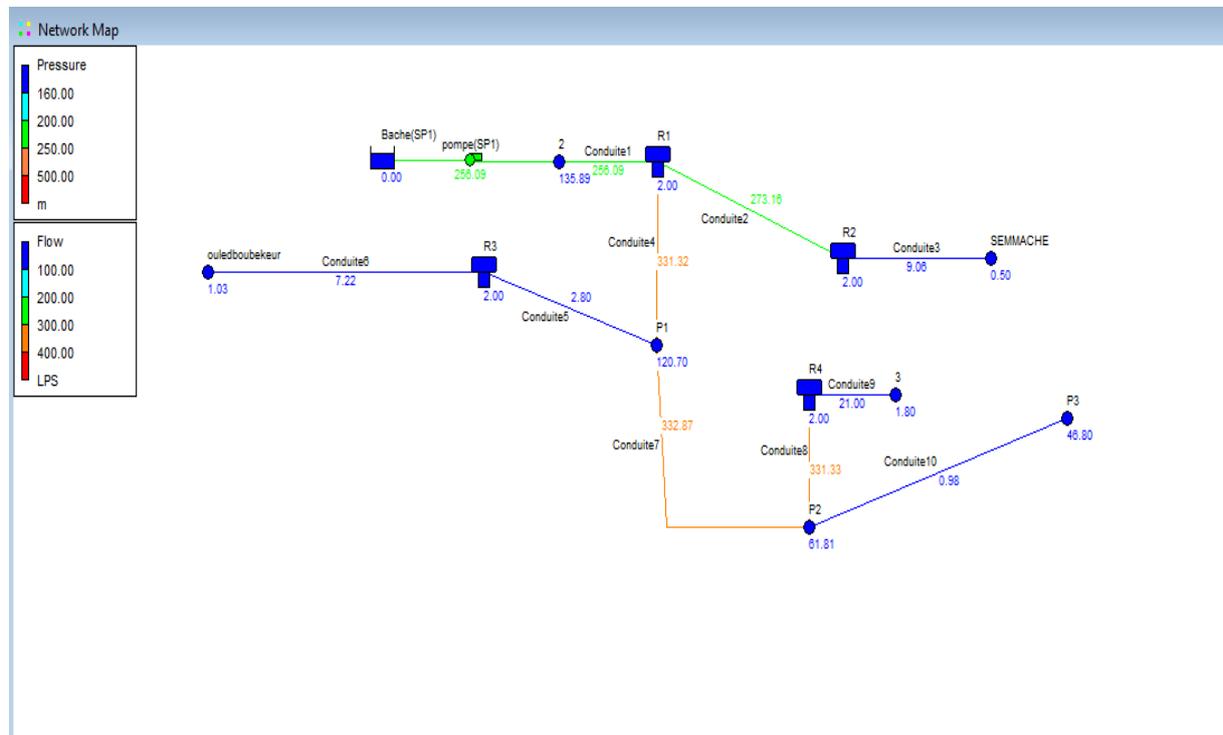


Figure 43 : Résultats de la simulation

5 Résultats de la simulation :

La simulation sous EPANET nous permet de traduire nos résultats calculés et vérifier la validité de notre dimensionnement dans le cas quotidien, une simulation réussie nous confirme généralement l'absence des erreurs ou de problèmes dans le réseau.

L'ensemble des résultats sont présentés dans les figures suivantes :

Network Table - Nodes					
Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc P1	400	1.25	1.25	520.70	120.70
Junc SEMMACHE	473.24	9.06	9.06	473.74	0.50
Junc ouledboubekeur	525	7.22	7.22	526.03	1.03
Junc P2	420	0.56	0.56	481.81	61.81
Junc P3	435	0.98	0.98	481.80	46.80
Junc 2	406	0	0.00	541.88	135.88
Junc 3	425.6	21	21.00	427.40	1.80
Resvr Bache(SP1)	406.34	#N/A	-254.83	406.34	0.00
Tank R1	539	#N/A	-349.65	541.00	2.00
Tank R2	473.24	#N/A	264.10	475.24	2.00
Tank R3	525	#N/A	-10.02	527.00	2.00
Tank R4	425.6	#N/A	310.33	427.60	2.00

Figure 44 : Résultats des nœuds

Network Table - Links					
Link ID	Diameter mm	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Headloss m/km	Friction Factor
Pipe Conduite2	454.6	273.16	1.28	13.49	0.016
Pipe Conduite4	450	331.32	2.08	7.41	0.015
Pipe Conduite5	81.8	2.80	0.53	3.82	0.022
Pipe Conduite3	100	9.06	1.15	14.98	0.022
Pipe Conduite6	100	7.22	0.92	9.72	0.023
Pipe Conduite7	450	332.87	2.09	7.48	0.015
Pipe Conduite10	400	0.98	0.01	0.00	0.034
Pipe Conduite1	600	256.09	0.91	1.05	0.015
Pipe Conduite8	181.8	331.33	2.76	542.07	0.012
Pipe Conduite9	200	21.00	0.67	1.96	0.017
Pump pompe(SP1)	#N/A	256.09	0.00	-135.55	0.000

Figure 45 : Résultats des conduites

6 Interprétation des résultats :

- ❖ D'après la figure 42 :
- ✓ On note que toutes les valeurs des pressions dans les nœuds et dans les entrées des réservoirs sont acceptables et ne cause aucun problème
 - ❖ Et d'après la figure 43 on note que :
- ✓ Qu'on peut dire que les diamètres choisis sont dans les normes d'après les résultats obtenus.
- ✓ La valeur de perte charge de la conduite 8 relié aux nœuds R4,P2 est très importante, pour diminuer la grande charge parvenant de réservoir R1 à l'entrée de réservoir d'alimentation de piquage P1.

7 Conclusion :

A travers de ce chapitre nous avons présenté notre réseau d'adduction sur logiciel EPANET dans le but de vérifier la validité de l'étude et la fiabilité des calculs, et avoir des informations adéquate sur le comportement de notre réseau.

A partir de cette simulation on peut dire que notre système d'adduction fonctionne dans des conditions adéquates.

Conclusion générale

A travers ce travail, étudié le projet de renforcement de l'alimentation en eau potable de cinq (05) communes de la Wilaya de Bouira à partir de la station de traitement du barrage Tilesdit. Les communes concernées par ce projet sont : El Adjiba, Ahnif, Ath Mansour, M'Chedeallah et Chorfa. Cette étude est d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son acheminement Gravitaire et par refoulement, et des stations existantes. Le choix des matériaux des conduites s'est porté sur le PEHD et la fonte ductile pour les avantages qu'il présente (non corrosif, de bonnes caractéristique hydraulique, flexibles disponible sur le marché ...)

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2050, dont la population de la région d'étude atteindra 107610 habitants, Les besoins en eau de les cinq communes, sont estimés à 18404,04 m³/j. Pour le dimensionnement des conduites de la chaîne d'adduction, nous avons calculé les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, le choix du matériau des conduites s'est porté sur la fonte ductile pour la majorité du projet, notamment les tronçons de refoulement. Tandis que, le PEHD est choisi à cause de leurs avantages, pour les conduites reliant les piquages avec les réservoirs en tête de distribution.

Pour ce qui concerne les ouvrages de stockage, nous avons procédé à projeter une bache d'aspiration d'une capacité de 3200 m³ et 4 réservoirs de mise en charge d'une capacité de 3200 m³, 300 m³, 300 m³, 600 m³.

A l'aide du logiciel CAPRARI, le choix des pompes s'est porté sur les pompes centrifuges à axe horizontal vu leur rendement très élevé. Deux pompes de service et une autre de secours seront prévues pour la station de pompage.

Le dimensionnement du réseau d'adduction du tronçon étudié a été effectué avec le logiciel de simulation EPANET. Pour ajuster notre réseau aux conditions de fonctionnement adéquates, plusieurs itérations ont été effectuées.

A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé, et nous espérons que ce travail puisse servir de guide pour les promotions à venir.

Bibliographie

- ✓ Saunier - Associes. (2010). Mémoire général d'APS (Mission A).
- ✓ Saunier- Associes. (2010). Mémoire général d'APS (Mission B).
- ✓ CARLIER, M. : « Hydraulique générale et appliquée », Edition Eyrolles.
- ✓ Setif pipe : specification techniques des tubes en PEHD.
- ✓ Direction d'Hydraulique de la wilaya de Bouira.
- ✓ GODART, H. (2008). Adduction et distribution d'eau. Technique de l'ingénieur.
- ✓ BONIN J. Captage, Réseaux d'adduction, Réservoir, Equipements, Petites centrales hydraulique, Edition Eyrolles, Paris, 1986.
- ✓ Lencastre, A.,Hydraulique générale, Edition Eyrolles, Paris, 633 pages, 2005.
- ✓ Catalogue CAPRARI, POMPES CENTRIFUGES A AXE Horizontale, copyright © 2014 Caprari S.p.A.
- ✓ EDP Sciences. (1995). Cavitation - Mécanismes physiques et aspects industriels .
Récupéré sur WIKIWAND
- ✓ Station météorologique de Bouira
- ✓ Station pluviométrique de M'Chedallah

Annexes

Calcul de la capacité de réservoir R1

Le refoulement soit à partir de SP₁.

Heures	Q _{maxj}	L'apport	Surplus	Déficit	Reste	
(h)	%	%	%	%	%	%
0-1	5	4,167		0,833		7,505
1-2	5	4,167		0,833		6,672
2-3	5	4,167		0,833		5,839
3-4	5	4,167		0,833		5,006
4-5	5	4,167		0,833		4,173
5-6	5	4,167		0,833		3,34
6-7	5	4,167		0,833		2,507
7-8	5	4,167		0,833		1,167
8-9	5	4,167		0,833		0,833
9-10	5	4,167		0,833	0	0
10-11	0	4,167	4,167		4,167	
11-12	0	4,167	4,167		8,334	
12-13	0	4,167	4,167		12,501	
13-14	0	4,167	4,167		16,67	
14-15	5	4,167		0,833	15,835	
15-16	5	4,167		0,833	15,002	
16-17	5	4,167		0,833	14,169	
17-18	5	4,167		0,833	13,336	
18-19	5	4,167		0,833	12,503	
19-20	5	4,167		0,833	11,67	
20-21	5	4,167		0,833	10,837	
21-22	5	4,167		0,833	10,004	
22-23	5	4,167		0,833	9,171	
23-24	5	4,167		0,833	8,338	
Total	100	100	

$$\checkmark P_{\max} = |V^+| \% \implies P_{\max} = 7,5 + 9,167 = 16,67 \%$$

$$\checkmark V_R = \frac{16,67 \times 18440,4}{100} = 3074,01 \text{ m}^3$$

$$\checkmark V_t = 120 + 175,86 = 3194,01 \text{ m}^3 \quad \text{On prend } V_t = 3200 \text{ m}^3$$

Calcul de la capacité de réservoir R₂

Sachant que le débit existant est 783,36 m³/j

Heures	Q _{maxj}	L'apport	Surplus	Déficit	Reste	
(h)	%	%	%	%		%
0-1	1	4,16	3,16			9,64
1-2	1	4,16	3,16			12,80
2-3	1	4,16	3,16			15,96
3-4	1	4,16	3,16			19,12
4-5	2	4,16	2,16			21,28
5-6	3	4,17	1,17			22,45
6-7	5	4,17		0,83		21,62
7-8	6,5	4,17		2,33		19,29
8-9	6,5	4,17		2,33		16,96
9-10	5,5	4,17		1,33		15,63
10-11	4,5	4,17		0,33		15,3
11-12	5,5	4,17		1,33		13,97
12-13	7	4,17		2,83		11,14
13-14	7	4,17		2,83		8,31
14-15	5,5	4,17		1,33		6,98
15-16	4,5	4,17		0,33		6,65
16-17	5	4,17		0,83		5,82
17-18	6,5	4,17		2,33		3,49
18-19	6,5	4,17		2,33		1,16
19-20	5	4,17		0,83		0,33
20-21	4,5	4,17		0,33	0	0
21-22	3	4,16	1,16		1,16	
22-23	2	4,16	2,16		3,32	
23-24	1	4,16	3,16		6,48	
Total	100	100	

✓ $P_{max} = |V^+| \% \implies P_{max} = 22,45 \%$

✓ $V_R = \frac{22,45 \times 783,36}{100} = 175,86 \text{ m}^3$

✓ $V_t = 120 + 175,86 = 295,86 \text{ m}^3$ On prend $V_t = 300 \text{ m}^3$

Calcul de la capacité de réservoir R₃

Sachant que le débit existant est 623,53 m³/j

Heures	Q _{maxj}	L'apport	Surplus	Déficit	Reste	
(h)	%	%	%	%		%
0-1	1	4,16	3,16			9,64
1-2	1	4,16	3,16			12,80
2-3	1	4,16	3,16			15,96
3-4	1	4,16	3,16			19,12
4-5	2	4,16	2,16			21,28
5-6	3	4,17	1,17			22,45
6-7	5	4,17		0,83		21,62
7-8	6,5	4,17		2,33		19,29
8-9	6,5	4,17		2,33		16,96
9-10	5,5	4,17		1,33		15,63
10-11	4,5	4,17		0,33		15,3
11-12	5,5	4,17		1,33		13,97
12-13	7	4,17		2,83		11,14
13-14	7	4,17		2,83		8,31
14-15	5,5	4,17		1,33		6,98
15-16	4,5	4,17		0,33		6,65
16-17	5	4,17		0,83		5,82
17-18	6,5	4,17		2,33		3,49
18-19	6,5	4,17		2,33		1,16
19-20	5	4,17		0,83		0,33
20-21	4,5	4,17		0,33	0	0
21-22	3	4,16	1,16		1,16	
22-23	2	4,16	2,16		3,32	
23-24	1	4,16	3,16		6,48	
Total	100	100	

$$\checkmark P_{\max} = |V^+| \% \implies P_{\max} = 15,97 + 6,48 = 22,45 \%$$

$$\checkmark V_R = \frac{22,45 \times 623,53}{100} = 140 \text{ m}^3$$

$$\checkmark V_t = 120 + 140 = 260 \text{ m}^3 \quad \text{On prend } V_t = 300 \text{ m}^3$$

Calcul de la capacité de réservoir R₄

Sachant que le débit existant est 2202 m³/j

Heures	Q _{maxj}	L'apport	Surplus	Déficit	Reste	
(h)	%	%	%	%		%
0-1	1,5	4,16	2,66			8,81
1-2	1,5	4,16	2,66			11,47
2-3	1,5	4,16	2,66			14,13
3-4	1,5	4,16	2,66			16,79
4-5	2,5	4,16	1,66			18,45
5-6	3,5	4,17	0,67			19,12
6-7	4,5	4,17		0,33		18,79
7-8	5,5	4,17		1,33		17,46
8-9	6,25	4,17		2,08		15,38
9-10	6,25	4,17		2,08		13,30
10-11	6,25	4,17		2,08		11,22
11-12	6,25	4,17		2,08		9,14
12-13	5	4,17		0,83		8,31
13-14	5	4,17		0,83		7,48
14-15	5,5	4,17		1,33		6,15
15-16	6	4,17		1,83		4,32
16-17	6	4,17		1,83		2,49
17-18	5,5	4,17		1,33		1,16
18-19	5	4,17		0,83		0,00
19-20	4,5	4,17		0,33	0	0
20-21	4	4,17	0,17		0,17	
21-22	3	4,16	1,16		1,33	
22-23	2	4,16	2,16		3,49	
23-24	1,5	4,16	2,66		6,15	
Total	100	100	

✓ $P_{max} = |V^+| \% \implies P_{max} = 19,12 \%$

✓ $V_R = \frac{19,12 \times 2203}{100} = 421,21 \text{ m}^3$

✓ $V_t = 120 + 430,02 = 541,21 \text{ m}^3$ On prend $V_t = 600 \text{ m}^3$

MEC-AZRBH 2/125A**Caractéristiques requises**

Débit	256 l/s
Hauteur de refoulement	69,4 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3

Caractéristiques de la pompe

Débit	128 l/s
Hauteur de refoulement	71,8 m
Puissance absorbée	116 kW
Rendement	77,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	88 m
Orif. de refoulement	125 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	132 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

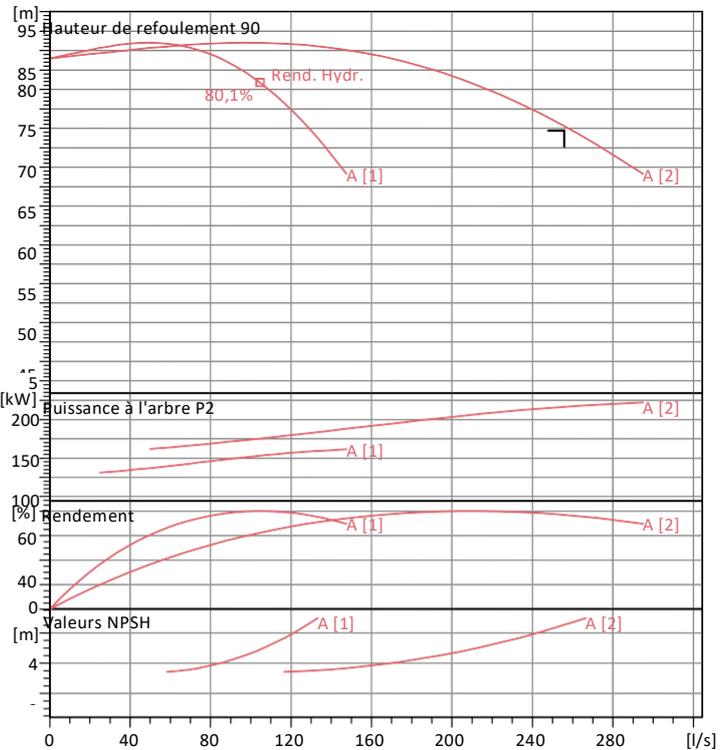
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	1120 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Bronze
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphite

**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

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

A = 1824

B = 155

C = 1399

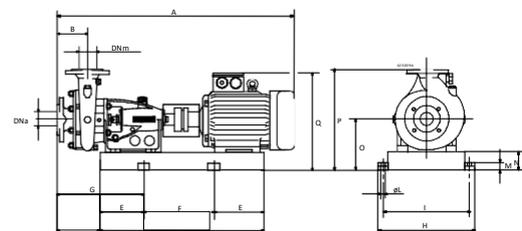
DNa = 150

DNm = 125

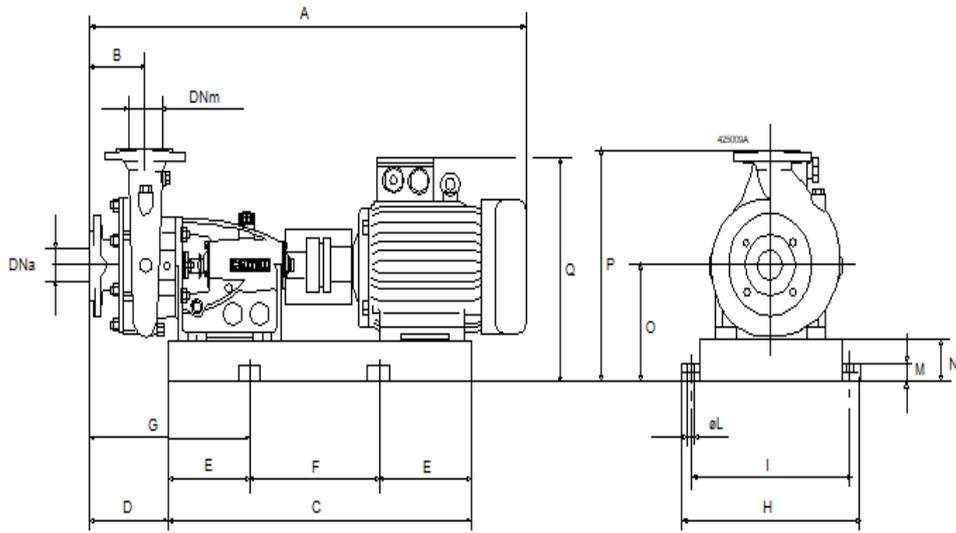
E = 250

F = 899

H = 750



Dimensions de la pompe MEC-AZRBH 2/125A



Dimensions		
A = 1824	F = 899	O = 475
B = 155	H = 750	P = 825
C = 1399	I = 700	Q = 1014
DNa = 150	L = 20	
DNm = 125	M = 42	
E = 250	N = 160	