

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère De l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)**

Faculté du Génie de la Construction

**Département de Génie Civil**



## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

*En vue de l'obtention du diplôme de master  
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

**Filière :** Génie Civil

**Spécialité :** Construction Hydraulique et Aménagement

### *Thème*

**Contribution à L'Etude de l'Alimentation en Eau Potable De La  
Wilaya de Béjaia à Partir De La SDEM  
De Tighremth**

*Présenté par :*

**M<sup>elle</sup> HADJERAS Amira**

*Devant le jury composé de :*

<b>Mr GABLS</b>	Professeur à l'UMMTO	Président.
<b>Mme CHERIFI.F</b>	Maitre assistante classe A à l'UMMTO	Examinatrice.
<b>Mr DEHMOUS.H</b>	Maitre de conférences classe A à l'UMMTO	Encadrant.
<b>Mme BOUZELHA.K</b>	Professeure à l'UMMTO	Co-Encadrante.

**Promotion : 2024 / 2025**

# *Remerciements*

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.*

*Mes remerciements les plus sincères vont à Monsieur **Dehmous**, mon promoteur, pour sa disponibilité, ses conseils judicieux, son encadrement rigoureux et la confiance qu'il m'a accordée tout au long de ce travail.*

*J'adresse également mes vifs remerciements à Madame **Hammoum** Co-promotrice, pour son suivi attentif, ses remarques constructives et son soutien précieux durant la réalisation de ce mémoire.*

*Un grand merci à Monsieur **Hammoum**, chef de spécialité, pour sa disponibilité, son implication et son soutien bienveillant tout au long de ce parcours.*

*Je remercie l'ensemble des enseignants du département génie civil pour la qualité de la formation dispensée et leur engagement pédagogique tout au long de mon parcours universitaire.*

*Enfin, je rends hommage à ma famille, notamment mes parents, pour leur patience, leur soutien moral et matériel, et pour m'avoir toujours encouragé à aller de l'avant. Sans leur appui constant, ce travail n'aurait pas vu le jour*

# *Dédicace*

*C'est grâce à Dieu, qui m'a accompagné tout au long de ce parcours, qui m'a donné la force de persévérer malgré les difficultés, et sans qui rien n'aurait été possible.*

*Je dédie ce mémoire à ceux qui occupent une place irremplaçable dans mon cœur.*

*À mes chers parents,  
pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices et leur soutien  
tout au long de mon parcours.*

*À mes frères et sœurs,  
pour leur présence, leurs encouragements et leur confiance.*

*À mes amis fidèles,  
qui ont toujours su m'entourer de bienveillance et de motivation.*

*Et tout spécialement à mon Caramilo,  
pour son affection, sa patience, et sa lumière dans ma vie.*

*Ce travail vous est dédié avec toute ma gratitude et mon cœur.*



**Liste des figures****Liste des tableaux****Introduction générale ..... 01****Chapitre 1****Présentation de la zone d'étude**

Introduction .....	01
1.1. Données administrative .....	03
1.2. Milieux physiques .....	04
1.3. Situation géographique .....	05
1.4. Situation hydrographique .....	06
1.5. Situation géologique .....	06
1.6. Tectonique et sismicité .....	08
1.7. Climat .....	10
1.7.1. Température.....	10
1.7.2. Précipitations .....	10
1.7.3. La variation mensuelle du climat.....	12
1.7.4. L'évaporations et l'évapotranspiration.....	13
1.8. Ressource en eau .....	13
1.9. Ressources en eau mobilisables.....	14
1.9.1. Eaux de surface mobilisées par les barrages .....	14
1.9.2. Eaux souterraines mobilisées par les champs captant (forage et source) .....	17
1.10. Présentation de la station de dessalement l'eau de mer Bejaia.....	18
1.10.1. Localisation du projet .....	18
1.10.2. Présentation du système de transfert .....	19
1.10.3. Schéma retenue.....	25
Conclusion.....	25

## Chapitre 2

### Estimation des besoins

Introduction .....	26
2.1. Situation démographique.....	26
2.2. Evaluation de population.....	26
2.3. Estimation des besoins en eau de la population .....	27
2.3.1. Dotation .....	27
2.3.2. La consommation moyenne journalière .....	27
2.3.3. Estimation des besoins en eau en tenant compte de pertes.....	29
2.4. Estimation des besoins en eau des communes Bni ksila et Toudja .....	29
2.4.1. Commune de Toudja .....	29
2.4.2. Commune de Bni Ksila .....	31
2.4.3 Débit maximal journalier.....	32
Conclusion.....	32

## Chapitre3

### Capacités des réservoirs

Introduction .....	33
3.1. Choix des réservoirs .....	33
3.2. Rôle des réservoirs .....	33
3.3. Emplacement des réservoirs .....	34
3.4. Détermination de la capacité d'un réservoir de distribution.....	34
3.4.1. Principe de calcule.....	34
3.4.2. Méthode analytique .....	35
3.4.3. Calcul de diamètre .....	35
3.4.4. Calcule de la hauteur d'incendie .....	35
3.4.5. Méthode graphique .....	35
3.5. Conception général du projet.....	36
3.6. Capacité de stockage des réservoirs d'étude .....	38
Conclusion.....	45

**Chapitre 4****Etude d'adduction**

Introduction .....	46
4.1. Type d'adduction.....	46
4.2 Choix du tracé.....	47
4.3 Choix du type de conduite .....	48
4.4 Equipement du système d'adduction .....	49
4.5. Etude technico-économique (adduction refoulement).....	51
4.5.1. Calcule de diamètre économique.....	51
4.5.2 Calcule de la vitesse .....	51
4.5.3 calcule des pertes de charge.....	51
4.5.4 Calcule la hauteur manométrique .....	52
4.5.5 Puissance absorbée par la pompe de refoulement .....	52
4.5.6 Calcule de l'énergie consommée par la pompe .....	52
4.5.7 Cout d'énergie et frais d'exploitation.....	52
4.5.8 Evaluation des frais d'amortissement.....	53
4.5.9 Calcule des bilans des frais.....	53
4.5.10 Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement .....	54
4.6 Dimensionnement de conduites d'adduction gravitaire .....	55
4.6.1 Hauteur géométrique .....	55
4.6.2 Diamètre économique.....	55
4.6.3 Vitesse d'écoulement.....	56
4.6.4 Organigramme de calcul des conduites d'adduction par gravitaire .....	56
4.7. Application aux cas d'étude .....	57
4.7.1 Dimensionnement de l'adduction par refoulement .....	57
4.7.2 Dimensionnement de l'adduction gravitaire.....	70
Conclusion.....	76

**Chapitre 5**

**Station de pompage**

Introduction .....	77
5.1. Définition d'une pompe.....	77
5.2. Classification des pompes .....	77
5.3. Couplage des pompes .....	78
5.4. Caractéristique hydraulique des pompes centrifuge.....	79
5.5. Courbe caractéristique d'une pompe centrifuge.....	80
5.6. Caractéristique d'une conduite 75	81
5.7. Le point de Fonctionnement de la pompe .....	82
5.8 Phénomène de cavitation .....	84
5.9 Choix du type des pompes pour les stations de pompage .....	85
5.9.1 Tronçons SP1-1_RT1-1.....	86
5.9.2 Tronçons SP1-2_RT1_2 .....	90
Conclusion.....	93

**Conclusion générale**

**Références Bibliographiques**

**Annexes**

## Chapitre 1

### Présentation de la zone d'étude

Figure 1.1 : Découpage administrative de la wilaya Bejaia .....	04
Figure 1.2 ; Situation géographique de wilaya de Bejaia .....	05
Figure 1.3 : Extrait de carte géologique de l'Algérie au 1/500 000 (Flandrin et al., 1952) 07	07
Figure 1.4. Carte de zonage sismique du territoire Algérien-RPA 99-Version 2024 .....	09
Figure 1.5 : Extrait de la carte des pluies moyennes annuelles de l'Algérie du Nord. Echelle 1/500.000 .....	11
Figure 1.6: Graphiques ombro-thermiques de la zone d'études sur la période 1913-1938 (Seltzer, 1946).....	12
Figure 1.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation au barrage Ighil-Emda (1946 -1953) 13	13
Figure 1.8 : Découpage des limites des grands bassins et sous-bassins versants .....	14
Figure 1.9 : Barrage Tichy-haf.....	15
Figure 1.10 : Localisation du barrage Tichy haf .....	16
Figure 1.11 : Barrage Tghil-emda .....	17
Figure 1.12; Localisation géographique de barrage Ighil-emda .....	17
Figure 1.13 : Localisation géographique de la SDEM .....	18
Figure 1.14 : schéma verticale de la solution retenu .....	21
Figure 1.15 ; carte aménagement couloir 1 .....	23
Figure 1.16: Schéma synoptique du couloir 1.....	24

## Chapitre 2

### Estimation des besoins

Figure 2.1 : Evolution de la population durant la période 2022-2050 .....	27
---	----

## Chapitre3

### Capacités des réservoirs

Figure 3.1 : Méthode graphique de calcul .....	36
Figure 3.2 : Schéma synoptique du couloir 1 .....	38

## Chapitre 4

### Etude d'adduction

Figure 4.1 : Adduction gravitaire .....	46
Figure 4.2 : Adduction par refoulement .....	46
Figure 4.3 : Vanne à opercule .....	49
Figure 4.4 : Vanne à papillon.....	50
Figure 4.5 : Ventouse.....	50

## **Chapitre 5**

### **Station de pompage**

Figure 5.1. Pompe Centrifuge .....	77
Figure 5.2. Pompe Volumétrique .....	78
Figure 5.3. Pompe en série .....	78
Figure 5.4. Pompe en parallèle.....	79
Figure 5.5 : Courbe caractéristiques des pompes .....	81
Figure 5.6 : Point de fonctionnement d'une pompe.....	83
Figure 5.7 : Phénomène de La cavitation .....	84
Figure 5.8 : Courbe NPSH.....	85
Figure 5.9 : Logiciel KSB.....	86
Figure 5.10: résultat d'analyse en KSB .....	86
Figure 5.11 : Courbe caractéristique de la pompe donnée par KSB .....	87
Figure 5.12 : détermination point de fonctionnement de la pompe .....	89
Figure 5.13: resultat d'analyse en ksb pour pompe 2.....	90
Figure 5.14 : Courbe caractéristique de la pompe donnée par KSB .....	91
Figure 5.15 : détermination point de fonctionnement de la pompe SP1-2 .....	93

**Chapitre 1****Présentation de la zone d'étude**

Tableau 1.1. Découpage administratif de la wilaya Bejaia 1974.....	03
Tableau 1.2 : Zones de sismicité .....	08
Tableau 1.3 : Températures annuelles mesurée au niveau de la station Bejaia .....	10
Tableau 1.4: Précipitations annuelles dans les stations de la zone d'études .....	10
Tableau 1.5. Caractéristiques principales du barrage Tichy Haf .....	15
Tableau 1.6. Caractéristiques principales du barrage d'Ighil Emda .....	16
Tableau 1.7 : Caractéristiques des principaux champs de captage de Béjaïa .....	18

**Chapitre 2****Estimation des besoins**

Tableau 2.1 : Situation actualisée de la population par zones de dispersion .....	26
Tableau 2.2: Evolution de la population pour les différents horizons d'étude.....	27
Tableau 2.3 : Besoins domestiques aux différents horizons.....	28
Tableau 2.4 : Besoins domestiques aux différents horizons.....	28
Tableau 2.5 : Besoin commerces aux différentes horizons .....	28
Tableau 2.6 : Besoins tourisms des différents horizons .....	28
Tableau 2.7 : Besoins tertiaires publics et industriels des différents horizons .....	28
Tableau 2.8 : Besoins administratifs aux différents horizons .....	29
Tableau 2.9 : Résultats de calcul des besoins en eau globaux .....	29
Tableau 2.10 : Résultats de calcul tenant compte les pertes.....	29
Tableau 2.11 : Evolution de la population de la commune Bni ksila .....	30
Tableau 2.12 : Besoin domestique.....	30
Tableau 2.13 : Besoin commerce.....	30
Tableau 2.14 : Besoin tourisme .....	30
Tableau 2.15 : Besoin tpi .....	30
Tableau 2.16 : Besoins administratifs .....	30
Tableau 2.17 : Récapitulatifs des besoins au différent horizon .....	31
Tableau 2.18 : Récapitulatif des besoins en tenant compte des pertes.....	31
Tableau 2.19 : Evolution de la population de la commune .....	31
Tableau 2.20 : Besoin domestique.....	31
Tableau 2.21: Besoin commerce.....	31
Tableau 2.22 : besoin tourisme.....	31

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.23 : Besoin tpi .....	32
Tableau 2.24 : Besoin administrative.....	32
Tableau 2.25 : Récapitulatif des besoins .....	32
Tableau 2.26 : Récapitulatif des besoins avec les pertes.....	32

### ***Chapitre3***

#### ***Capacités des réservoirs***

Tableau 3.3 : Dimensionnement du réservoir Assoumath.....	40
Tableau 3.6 : Dimensionnement du réservoir RT1-3 .....	42
Tableau 3.7 : Dimensionnement du réservoir Tala N'saboune .....	44
Tableau 3.8 : Récapitulatif de dimensionnement.....	45

### ***Chapitre 4***

#### ***Etude d'adduction***

Tableau 4.1 : Type de conduite .....	47
Tableau 4.2 : Etude d'adduction par refoulement SDEM .....	66
Tableaux 3 : calcule Tronçon SP1-1_RT1 .....	67
Tableaux 4: calcule Tronçon Pt.Bifurcaion_SP1-2 .....	68
Tableaux 5 : calcule Tronçon SP1-2_RT1-2 .....	69

### ***Chapitre 5***

#### ***Station de pompage***

Tableau (5.1) : Différents points de la courbe de la pompe et celle conduite .....	89
Tableau (5.2): les différents points de superposition entre la courbe de la pompe et celle de la conduite .....	92

L'Algérie à l'instar de beaucoup de pays à travers le monde, fait face à une grave pénurie d'eau en raison d'une part de la rareté des ressources et de leur irrégularité dans le temps et dans l'espace et d'autre part à une demande de plus en plus importante résultant de la croissance démographique rapide. En effet, selon les prévisions pour 2050, la réduction possible des précipitations pourra atteindre 20 % en Algérie et dans l'ensemble de l'Afrique du Nord. Ainsi, la problématique de l'eau en Algérie, se résume à remédier définitivement au problème d'approvisionnement en eau et par conséquent assurer la sécurité hydrique du pays.

Afin d'atteindre cet objectif crucial pour notre pays, les pouvoirs publics ont décidé de recourir à l'exploitation des ressources non conventionnelles, plus particulièrement, le dessalement de l'eau de mer, et ce à travers la réalisation de plusieurs stations tout le long du littoral Algérien.

Le long de ses 1 200 km de côtes, la mer Méditerranée offre à l'Algérie des conditions idéales pour le dessalement, grâce à sa température moyenne de 19°C et sa salinité modérée. Ces caractéristiques facilitent l'exploitation de l'eau de mer à moindre coût et améliorent l'efficacité des stations de dessalement. Ainsi, l'Algérie a investi massivement dans la construction de stations de dessalement et a adopté dans ses installations la technologie de l'osmose inverse. L'objectif à long terme étant d'augmenter la part de l'eau dessalée dans son approvisionnement en eau potable et ainsi réduire sa dépendance aux eaux de surface et souterraines.

Les avancées technologiques ont permis la mise au point de membranes plus performantes et plus durables, réduisant ainsi les coûts de production. De nos jours, le coût de production d'un mètre cube d'eau dessalée est en moyenne inférieur à 0,5 euro, ce qui en fait une solution économiquement accessible pour répondre aux besoins en eau du pays.

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'études, nous nous intéressons à la SDEM (Station de Dessalement d'Eau de Mer) implantée à Tighremt, dans la commune de Toudja à 30 km à l'ouest de la ville de Bejaïa. Cet ouvrage est doté d'une capacité de production journalière de 300 000 m<sup>3</sup>/jour et bénéficiera à quatre wilaya à savoir : Béjaïa, Bordj Bou Arréridj, Sétif et Bouira. L'enveloppe financière allouée à ce projet par les pouvoirs publics est d'environ 12 milliards de dinars. La réalisation est confiée à l'Algérien Energy Company» (AEC), relevant du groupe Sonatrach, et l'entreprise nationale de canalisation (ENAC).

Selon les documents techniques du projet, ce transfert est divisé en 4 couloirs à savoir :

- Le premier couloir qui assurera le transfert de l'eau depuis la chambre de départ située à la sortie de la station de dessalement jusqu'à la station de chloration existante de Timezrit.
- Le deuxième couloir s'inscrit dans le cadre du projet de transfert Tichy Haf
- Le troisième couloir débute à un point de piquage sur le transfert existant Tichy Haf – Akbou, qui refoule l'eau vers la station de traitement Tichy Haf 2 (BBA – Sétif) et pour des eaux vers le couloir 4.
- Ce dernier couloir assure le transfert depuis la station de pompage du couloir 3 vers un réservoir projeté situé au-dessus de la station de traitement Tilesdit.

Il est important d'indiquer que dans le cadre de ce mémoire, nous allons nous intéresser à la partie aval de la station autrement dit au transfert des eaux produites par l'usine. Notre étude portera en particulier sur le premier couloir.

Pour mener à bien cette étude, nous avons structuré le travail en cinq chapitres :

- Dans le premier chapitre, nous allons procéder à la présentation de la zone d'étude et à la description du projet.
- Le deuxième chapitre sera consacré à l'évaluation des besoins en eau de la population de la wilaya de Bejaia et des communes Toudja et Beni ksila.
- Le troisième chapitre sera dédié au dimensionnement des capacités des réservoirs.
- Le quatrième chapitre sera lui consacré au dimensionnement des conduites d'adduction gravitaires et de refoulement.
- Le cinquième chapitre sera dédié au choix des pompes.
- Enfin, l'étude sera couronnée par une conclusion dans laquelle nous allons synthétiser les principaux résultats obtenus dans ce travail.

## Introduction

Le présent chapitre est consacré à la présentation de la région d'étude, à savoir la wilaya de Béjaïa pour mettre en évidence les principaux paramètres géographiques, climatiques, démographiques qui influencent directement la planification du projet d'alimentation en eau potable de la région. La géologie du site, les ressources hydriques disponibles, ainsi que la répartition de la population constituent des éléments clés dans le choix des solutions techniques à adopter.

### 1.1. Données administratives

La wilaya de Bejaia est composée de dix-neuf (19) daïras et cinquante-deux (52) communes conformément à l'organisation administrative issue du découpage administratif de 1974 illustré dans le Tableau 1.1. Figure 1.1.

**Tableau 1.1.** Découpage administratif de la wilaya Bejaia 1974  
(Bejaia-annuaire statistiquen2021 édition 2022)

<b>Daïras</b>	<b>Commune</b>	<b>Daïras</b>	<b>Commune</b>
<b>BEJAIA</b>	BEJAIA	<b>AMIZOUR</b>	AMIZOUR
	AOUED GHIR		B'NI DJELLIL
<b>TICHY</b>	TICHY	<b>SEDDOUK</b>	FERAOUN
	BOUKHLIFA		SEMAOUN
	ALA HAMZA		SEDDOUK
<b>AKBOU</b>	AKBOU	<b>BARBACHA</b>	AMALOU
	IGHRAM		BOUHAMZA
	CHELLATA		M'CISNA
	TAMOKRA		BARBACHA
<b>BENI MAOUCHE</b>	BENI MAOUCHE		KENDIRA
<b>CHEMINI</b>	CHEMINI	<b>AOKAS</b>	AOKAS
	SOUK OUFELLA		TIZI N'BERBER
	TIBANE		DARGUINA
<b>SOUK EL TENINE</b>	AKFADOU	<b>ADEKAR</b>	AIT S'MAIL
	SOUK EL TENINE		TASKRIOUT
	MELBOU		ADEKAR
<b>EL KSEUR</b>	TAMRIDJ	<b>KHERRATA</b>	B'NI K'SILA
	EL KSEUR		TAOURIRTH IGHIL
	FENAIA ILMATHEN		KHERRATA
<b>TIMEZRIT</b>	TOUDJA	<b>TAZMALT</b>	D'RAA EL GAID
	TIMEZRIT		TAZMALT
<b>SIDI AICH</b>	SIDI AICH	<b>IGHIL ALI</b>	B'NI M'LIKECHE
	EL FLAY		BOUDJELLIL
	TINEBDAR		IGHIL ALI
	TIFRA		AIT R'ZINE
	SIDI AYAD		IFRI OUZELLAGUEN

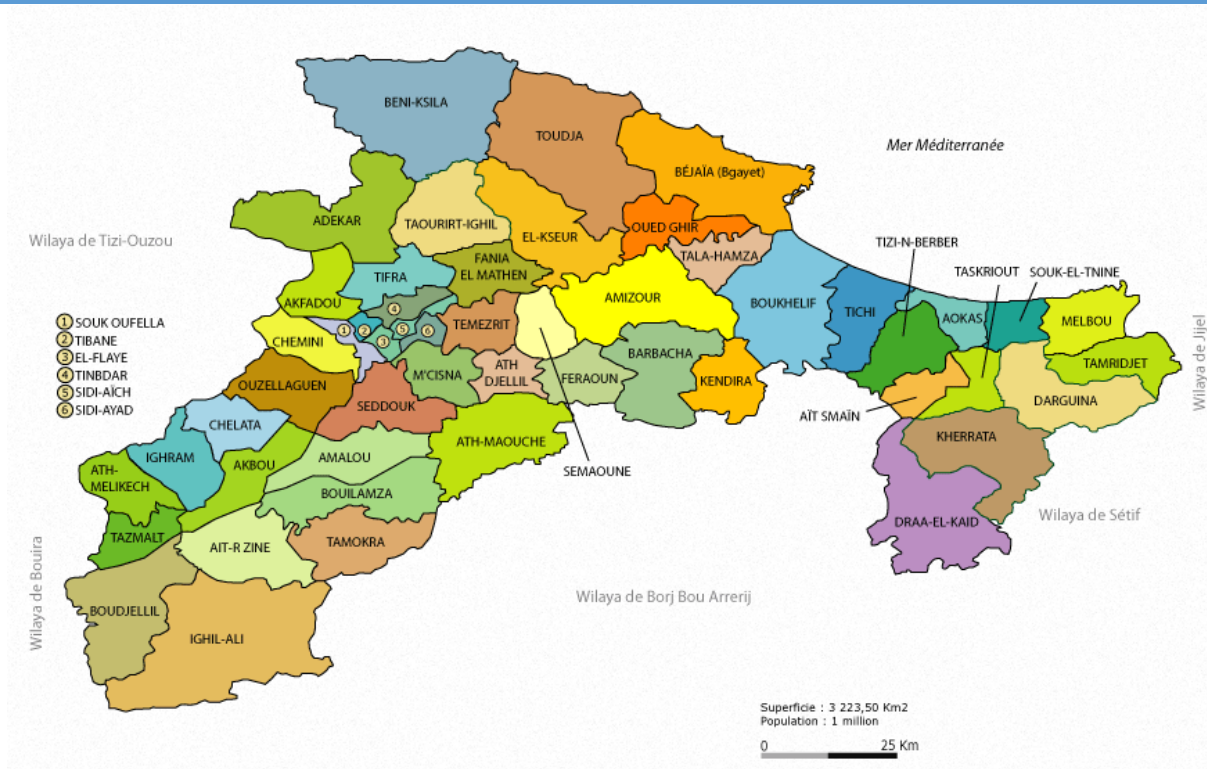


Figure 1.1 : Découpage administrative de la wilaya Bejaia (<https://www.okbob.net/>).

## 1.2. Milieux physiques

La wilaya de Bejaia est caractérisée par la prédominance des zones montagneuses (34). A l'est et au Sud Est-elle se heurte aux montagnes des Bâbord, auxquelles viennent se souder les montagnes des Bibans qui se prolongent jusqu'à la mer, les crêtes du Djurdjura à l'Ouest qui complète ainsi les limites géographiques de la wilaya. Elle s'étale sur une superficie de 3.223,50 Km<sup>2</sup>. Nous pouvons distinguer (Annuaire Statistique de la wilaya de Bejaia année 2021, édition 2022):

- **La zone côtière** : La zone côtière longue de plus de 100 km, alternant criques rocheuses et plages de sable fin d'est vers l'ouest. La côte s'étend de l'embouchure de l'Oued Soummam à celui de l'Oued Agrioun. Cette bande côtière, retardée au niveau des villages de Tichy et d'Aokas, étroite (200 à 2 000 mètres) et principalement composée de terre sablonneuse du fait de la pression maritime proche. La côte ouest s'étend de Cap Carbon jusqu'à Cap Sigli, cette bande côtière est escarpée. Les bassins des Oueds assez larges du fait des crues, sont formés de dépôts alluvionnaires d'origine montagneuse.
- **La vallée de la Soummam** : Ensermée entre l'ensemble Akfadou-Gouraya au Nord et la chaîne des bibans au sud. La vallée de la Soummam apparaît comme une étroite bande sinueuse de 80 km de long (à l'intérieur de la wilaya) sur une largeur maximum de 04 km.

- **La zone montagneuse** : Constituée de la chaîne Bibans–Babors et de l'ensemble Akfadou Gouraya, elle occupe les trois quart de la superficie de la Wilaya et présente des pentes partout supérieures à 25%. Les sols en majorité siliceux sont érodés. Parmi ces montagnes on trouve Djebel Babors avec une altitude de 2004 m, Djebel Takoucht 1896 m, Djebel Tafath 1742 m.

### 1.3. Situation géographique

La wilaya de Bejaia occupe une superficie de 3.223,50 km<sup>2</sup>. Elle est située au Nord Est de la région « Centre » du pays. Elle est limitée par :

- La wilaya de Sétif et la Wilaya de Bordj BouArreridj au Sud,
- La wilaya de Bouira et la Wilaya de Tizi Ouzou à l'Ouest,
- La wilaya de Jijel à l'Est,
- Une ouverture directe sur la Mer méditerranée au Nord.



**Figure 1.2** ; Situation géographique de wilaya de Bejaia

(<https://lic38.webnode.fr>)

#### 1.4. Situation hydrographique

Faisant partie d'une région côtière assez arrosée, La wilaya de Bejaia est traversée par plusieurs Oueds drainant les eaux superficielles de ruissellement vers la mer. Nous citons les plus importants :

- Oued Soummam : 90 Kms.
- Oued Agrioun : 80 Kms.
- Oued Djemâa : 46 Kms.
- Oued Zitouna : 30 Km

#### 1.5. Situation géologique

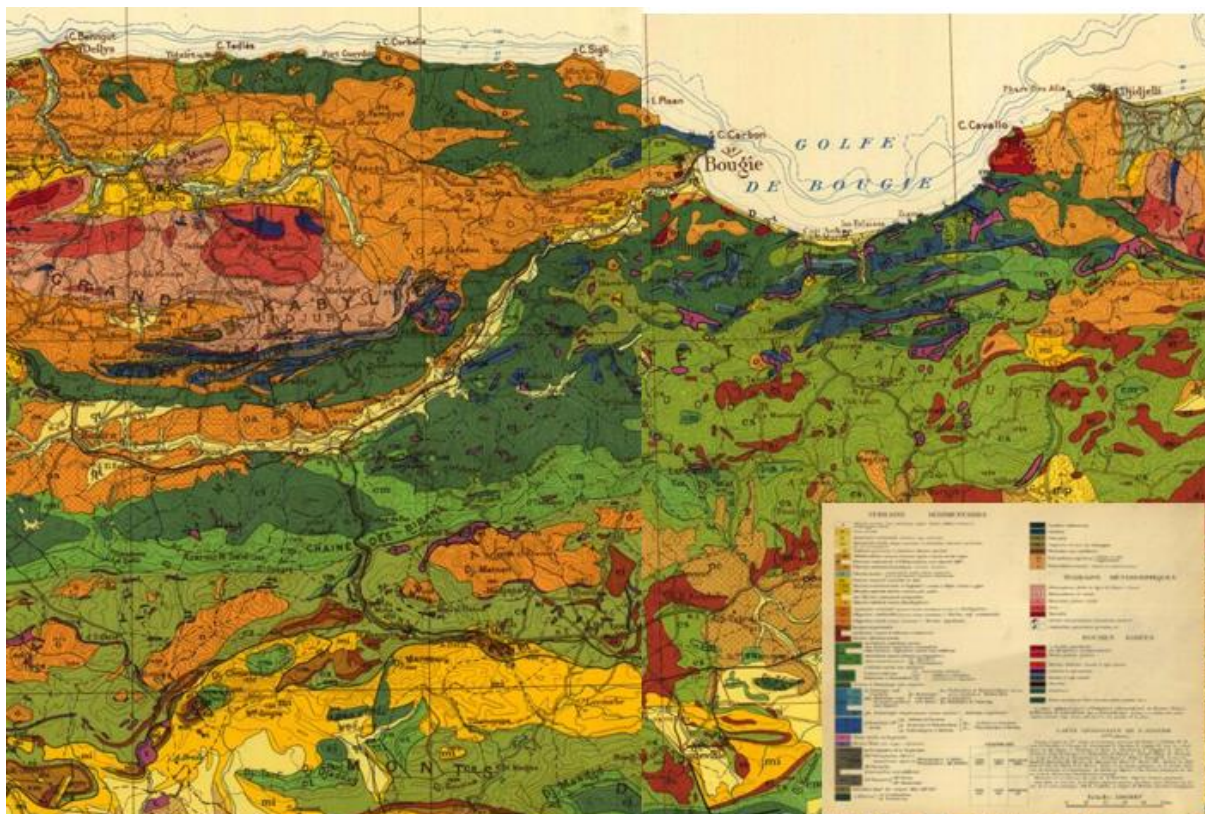
A l'échelle régionale, la zone étudiée est constituée de plusieurs structures tectoniques, avec au Nord, le massif kabyle, la chaîne calcaire et les flyschs; au Sud, le tell méridional, auquel appartiennent les chaînons des Bibans et des Babors . La série stratigraphique des formations affleurant en bordure de la vallée, en partant de la plus ancienne à la plus récente, est la suivante

- **Le Trias ;** Il forme des masses plus ou moins étendues le long de grandes cassures (Djebel Gueldamane). On le rencontre, également, le long des contacts de nappes (région nord d'Akbou). Il présente le faciès gypseux et dolomitique d'un trias tellien.
- **Le Jurassique ;** Le Jurassique est représenté par l'anticlinal faillé du Djebel Gueldamane et par le piton d'Akbou qui font partie du domaine des Babors occidentaux. Il serait parautochtone. On rencontre, également, un Jurassique franchement allochtone qui affleure dans la région de Guendouz. Ce Jurassique comprend :
  - a) un Lias calcaire et dolomitique à cassure grise ou rouille (sillon de la vallée de l'oued Soummam).
  - b) un Jurassique moyen formé de marnes et de calcaires à silex
- **Le Crétacé ;** Il faut distinguer le Crétacé parautochtone du Crétacé allochtone (ou nappé).

Le Crétacé parautochtone affleure en rive droite depuis l'oued El Mahrir, jusqu'au Djebel Gueldamane où il forme un vaste synclinal à fond plat. Il constitue également la rive droite de la Soummam entre l'oued Seddouk et la ville de Sidi-Aïch. En rive gauche, on ne le rencontre qu'à l'Ouest du village d'Ighram. On y distingue :

  - a) Le Néocomien constitué de calcaires marneux et de marnes à débit noduleux.

- b) L'Albo-Aptien représenté par des schistes noirs, à débit en plaquettes et par des calcaires beiges au sommet (synclinal du Djebel Gueldamane).
- c) Le Crétacé supérieur formé de calcaires noirs et de marnes schisteuses noires (rive droite de la Soummam à l'aval de l'oued Seddouk).
- **Le Miocène ;** Le Miocène post-nappe est une épaisse série de conglomérats jaunâtres à rouges briques où alternent des niveaux marno-gréseux. Les éléments conglomératiques sont de taille très variable. Cette série est transgressive, ou en contact par faille avec les autres formations. Elle appartiendrait encore au Miocène inférieur. Ce Miocène affleure largement en rive gauche de la Soummam dans la région d'Akbou et d'Azib.
  - **Le Quaternaire ;** Il occupe le fond de la cuvette creusée par l'oued Sahel-Soummam et ses affluents. Il comprend les cônes de déjection des affluents de rive gauche de l'oued Beni-Mellikeche, Ighzer Illoula, Ighzer Tifrit, Ighzer Mchàa, Ighzer Tsiar et Amokrane, et ceux moins importants des affluents de rive droite, avec l'oued Seddouk, Ighzer Oukri et l'oued Dessène. Les éboulis de pente sont bien développés sur le flanc du Djebel Gueldamane. Les alluvions de l'oued Sahel-Soummam forment une série de terrasses constituées de galets, graviers, sables et argiles.



**Figure 1.3 :** Extrait de carte géologique de l'Algérie au 1/500 000 (Flandrin M.J.M.M Aymé et al., 1952).

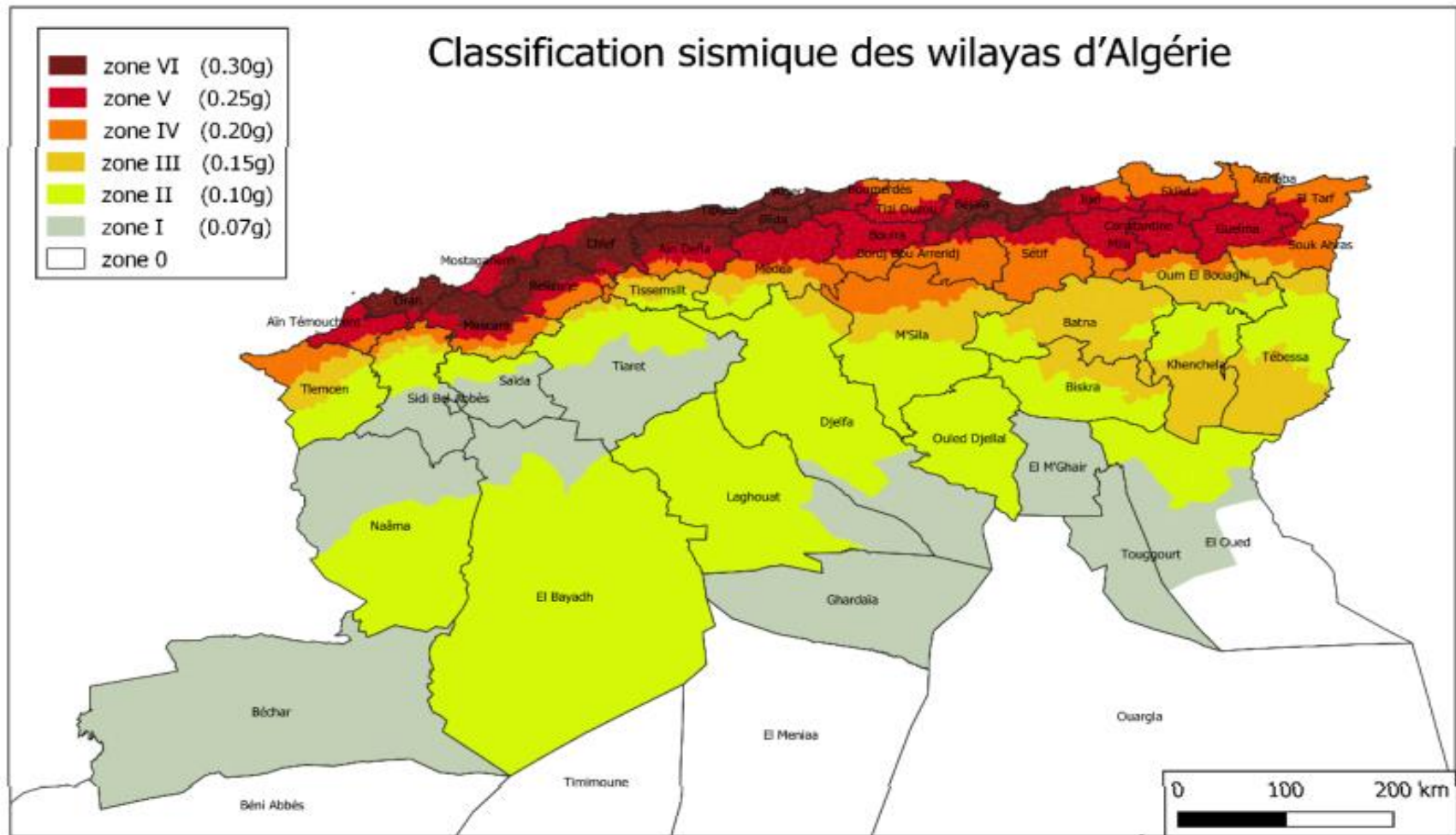
## 1.6. Tectonique et Sismicité

L'Algérie du Nord forme la partie septentrionale de la plaque africaine et se situe dans la zone de collision de deux plaques : Afrique et Asie.

Cette zone constitue un alignement sismique orienté Est -Ouest et s'étend approximativement le long du parallèle 36°N entre les longitudes 10°W et 10°E (Auzende et al. 1975) et appartient à la zone Trans asiatique, qui s'étend des Açores jusqu'à rejoindre le cercle Circum pacifique dans la mer de Banda en Indonésie. La vitesse de rapprochement des deux plaques est de quelques millimètres par an. En fonction de l'intensité sismique, l'Algérie a été découpée et divisée en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, cf. Figure (1.3), et l'Annexe A qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

**Tableau 1.2** : Zones de sismicité (RPA,2024)

<b>Sismicité</b>	<b>zone</b>
<b>Très faible</b>	0
<b>Faible</b>	I
<b>Faible à moyenne</b>	II
<b>Moyenne</b>	III
<b>Moyenne à élevée</b>	IV
<b>Elevée</b>	V & VI



**Figure 1.4.** Carte de zonage sismique du territoire Algérien-RPA 99-Version 2024. (<https://www.tarekdata.com/>)

## 1.7. Climat

Appartenant au domaine méditerranéen, le climat de la wilaya de Bejaia varie d'une zone à une autre. La zone littorale et la vallée de la Soummam jouissent d'un climat pluvieux et doux en hivers, sec et chaud en été ; favorable au développement du tourisme balnéaire. Le climat des zones de montagnes est caractérisé par un été sec et chaud et un hiver pluvieux et froid, la température atteint parfois 0 °C et moins ce qui s'accompagne par la chute de neige, un élément propice au développement du tourisme climatique et les sports d'hiver.

### 1.7.1. Températures

Les températures moyennes annuelles est de 18°C dans les villes de Béjaïa , située sur la bande littorale et dans l'Atlas Tellien tableau 1.4 :

**Tableau 1.3 :** Températures annuelles mesurée au niveau de la station Bejaia

Stations	Température moyenne annuelle				Température maximale moyenne annuelle				Température minimale moyenne annuelle			
	(T, °C)		Ecart		(TM, °C)		Ecart		(Tm, °C)		Ecart	
Périodes	Seltzer, 1913-38	1981-2022	en °C	en %	Seltzer, 1913-38	1981-2022	en °C	en %	Seltzer, 1913-38	1981-2022	en °C	en %
Béjaïa	18,6	18,1	-0,5	-2,5	22,9	23,1	0,2	0,9	14,2	13,8	-0,5	-3,3

### 1.7.2. Précipitations

Les précipitations annuelles quant à elles sont 740 à Bejaïa (Tableau 1.5) :

**Tableau 1.4:** Précipitations annuelles dans les stations de la zone d'études.

Stations	Précipitation totale annuelle de pluie et/ou neige fondue				Total jours de pluie durant l'année			
Unités	(PP, mm)		Ecart		(RA, jours)		Ecart	
Périodes	Seltzer, 1913-38	1981-2022	en mm	en %	Seltzer, 1913-38	1981-2022	en jours	en %
Béjaïa	972	740	-232	-23,9	100	84,4	-15,6	-15,6

Ces résultats confirment les valeurs publiées dans la carte pluviométrique ANRH établie pour des moyennes annuelles ramenées à la période de 37 années (1965-2002) La cartographie ANRH permet d'estimer les précipitations à n'importe quel point du territoire. Pour la zone d'études, elle indique 1200 mm de pluies en zone montagneuse dans le Djurdjura et les Babors et 350 mm sur les hauts-plateaux.

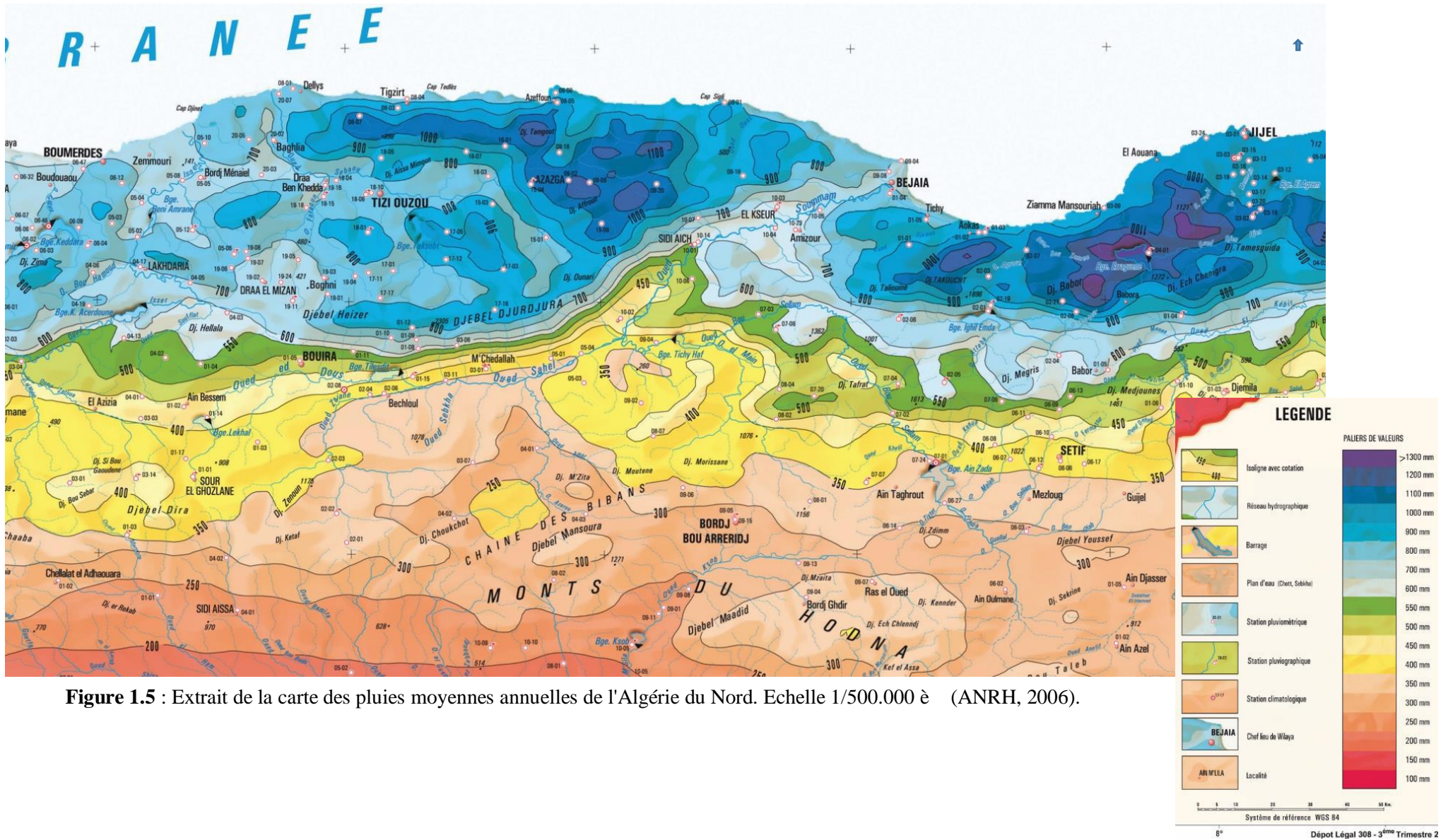
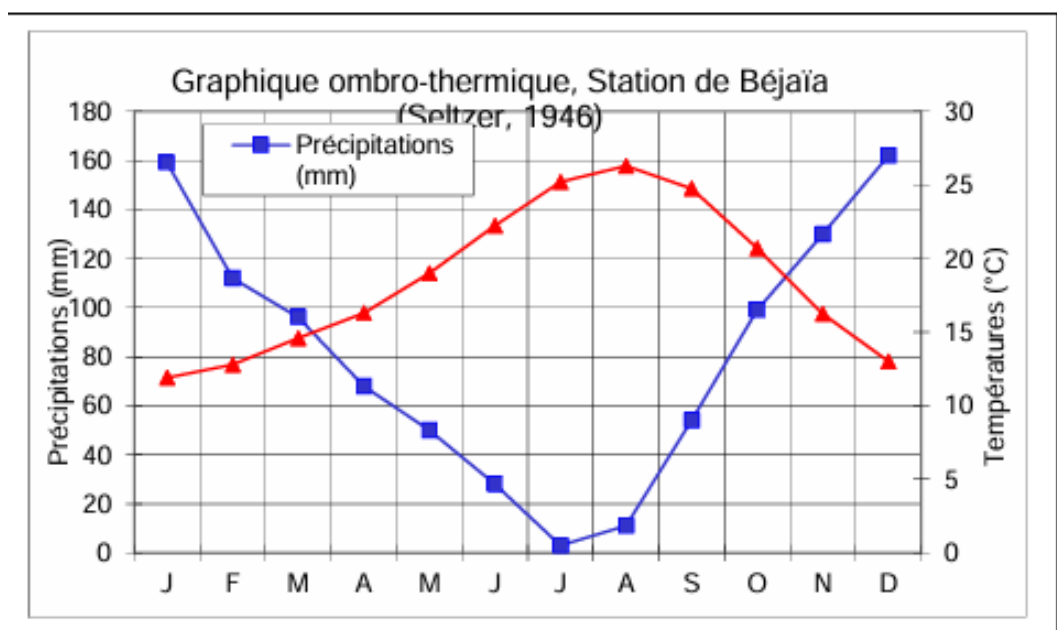


Figure 1.5 : Extrait de la carte des pluies moyennes annuelles de l'Algérie du Nord. Echelle 1/500.000 è (ANRH, 2006).

### 1.7.3 La variation mensuelle du climat

Les courbes ombrothermiques superposent la répartition mensuelle des températures et des précipitations (Figure 1.7). Ainsi, les températures mensuelles évoluent sous forme de cloche, dans les quatre stations de la région d'étude. Les valeurs des mois les plus chauds (Juillet et Août) ne dépassent pas 28°C. ; Le mois de Janvier, le plus frais n'est jamais négatif en valeurs moyennes mensuelles.

Quant aux courbes des précipitations (hyétogrammes), elles suivent une allure inverse aux températures. La répartition mensuelle diffère d'une station à l'autre. Sur les Hauts Plateaux les hyétogrammes présentent plusieurs pics (aux mois de Janvier, Mars, Mai, Septembre et Novembre); ailleurs les hyétogrammes affichent un seul pic, au mois de Janvier. Les valeurs maximales atteignent 160 mm à Béjaïa . Les faibles pluies sont enregistrées au mois de juillet, totalisant 3 mm à Béjaïa. Le mois le plus sec reçoit donc moins de 40 mm de précipitations sur l'ensemble des postes d'observations (seuil inférieure dans la classification de Köppen–Geiger<sup>4</sup>), ce qui classe la région d'études dans un climat de type méditerranéen, tempéré avec des étés chauds et secs (Codifié Csa dans la classification de Köppen Geiger).



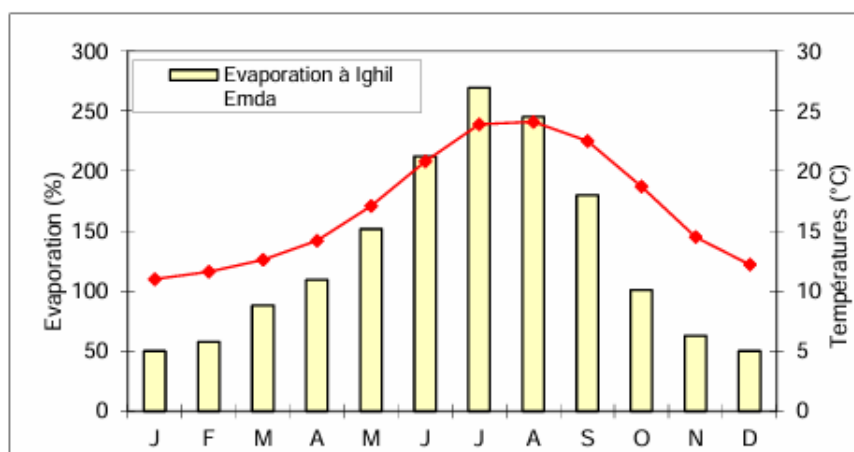
**Figure 1.6:** Graphiques ombro-thermiques de la zone d'études sur la période 1913-1938 (Seltzer, 1946).

### 1.7.4 L'évaporation et l'évapotranspiration

L'évaporation sur une nappe d'eau libre et l'évapotranspiration représentant les pertes en eau à partir des surfaces terrestres et de la végétation sont deux éléments importants du cycle de l'eau. Les valeurs de l'évaporation sont utilisées dans les activités hydrauliques et celles de l'évapotranspiration dans les pratiques agronomiques.

L'évaporation observée au barrage d'Ighil-Emda pour la période 1946-1953 (voir Annexe) indique une moyenne annuelle de 1577 mm avec une fluctuation de 1432 à 1870 mm Sa répartition mensuelle suit celle des températures atteignant un maximum de 269 mm au mois de Juillet et des minimas de 50 mm entre les mois de Décembre et Janvier.

L'évapotranspiration cartographiée pour la période 1965-2002 (ANRH, 2003) présente une répartition spatiale inverse à celle des précipitations ; elle est importante sur les hauts plateaux où elle atteint des pics 1500 mm et faible à hauteur de 900 mm dans les zones montagneuses et la région du barrage d'Ighil-Emda.



**Figure 1.7 :** Répartition mensuelle de l'évaporation au barrage Ighil-Emda (1946 -1953)

## 1.8. Ressources en eau

Les apports liquides totalisent un volume de 1,75 Milliards de m<sup>3</sup>. Le bassin de la Soummam à lui seul reçoit 718 hm<sup>3</sup>, soit 40,98% de la zone d'études. Les oueds côtiers localisés entre le Sebaou et la Soummam, aire d'implantation de la SDEM, totalisent 410 hm<sup>3</sup> ou 23,40% du total. L'oued Agrioun mobilise 425 hm<sup>3</sup> représentant 24,26% du total.

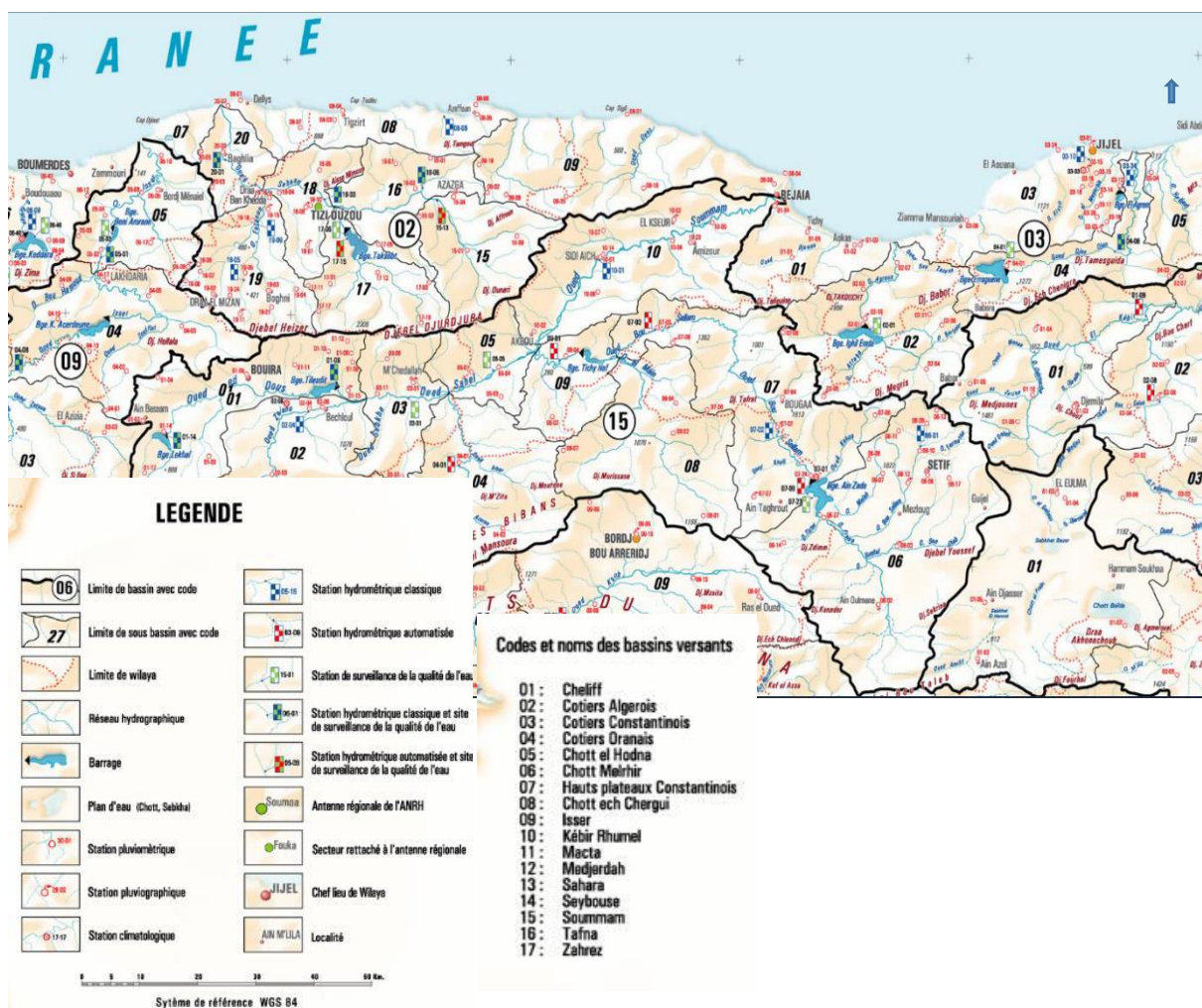


Figure 1.8 : Découpage des limites des grands bassins et sous-bassins versants (ANRH, 2005)

Les plaines côtières situées entre Béjaïa et Agrioun ne drainent que 11,36% des écoulements de l’aire d’études. Les eaux souterraines totaliseraient 385 hm<sup>3</sup>, valeur calculée à partir d’un ratio des eaux de surface à hauteur de 22% (INRAA, 2015). Les bassins périphériques à la zone d’études, à savoir les oueds Isser et Sebaou, drainent respectivement 568 et 982 hm<sup>3</sup> soit un total de 1,55 Milliards de m<sup>3</sup>.

## 1.9. Ressources en eau mobilisables

### 1.9.1 Eaux de surface mobilisées par les barrages

- **Barrage de Tichy Haf**

Ce barrage est implanté sur l’oued Bousellam, affluent rive droite de l’oued Soummam (Figure 1.10, 1.11). Les caractéristiques principales du barrage Tichy Haf sont illustrées dans le tableau 1.7.

**Tableau 1.5.** Caractéristiques principales du barrage Tichy Haf

(https://www.ummtto.dz/vrp/wp-content/)

N°	Caractéristiques	Unité	Valeur
1	Localisation		bejaia
2	Année en mise en service		2007
3	Capacité du barrage de dernier levé	hm <sup>3</sup>	77,263
4	Capacité du barrage initial	hm <sup>3</sup>	81,844
5	Type de barrage		Barrage Voute en béton et digue de col en BCR
6	Superficie du bassin versent	km <sup>2</sup>	39800
7	Envasement annuel moyen	hm <sup>3</sup> /an	3
8	Volume régularisable	hm <sup>3</sup> /an	150
9	Surface du barrage à la cote maximal	km <sup>2</sup>	5,025
10	Surface du plan d'eau au PHE (prise d'eau en hautes eaux ou point haut d'exploitation)	km <sup>2</sup>	7,624

**Figure 1.9 :** Barrage Tichy-haf (https://www.jeune-independant.net/)

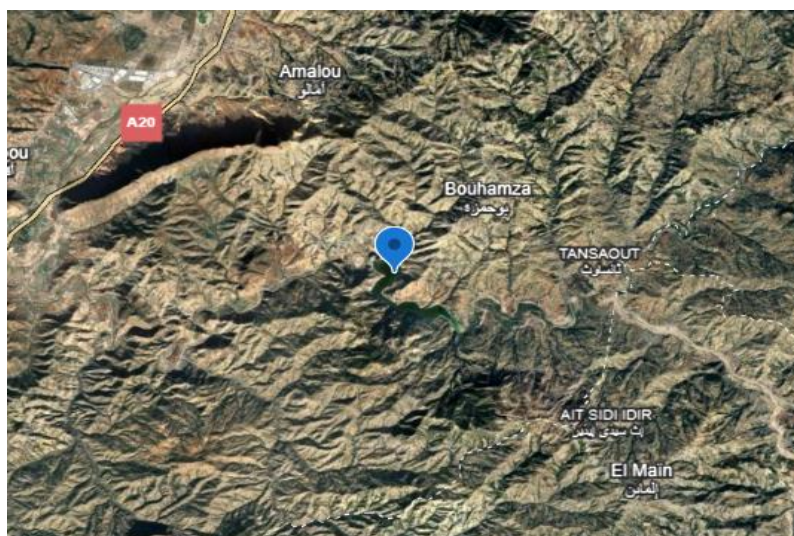


Figure 1.10 : Localisation du barrage Tichy haf (<https://earth.google.com/>)

### • Barrage Ighil Emda

Le barrage Ighil Emda est un barrage de type remblai, situé sur l'Agrioun au niveau de la commune de Kherrata, dans la wilaya de Béjaïa (figure 1.12, 1.13). Le barrage en question est destiné à :

- l'alimentation en eau potable de la commune de Draa El Gaid,
- l'alimentation future en eau potable de la commune de Kherrata et des agglomérations avoisinantes,
- au transfert d'eau vers la retenue de Mahouane.

Tableau 1.6. Caractéristiques principales du barrage d'Ighil Emda (<https://fr.wikipedia.org>)

N°	caractéristique	unité	valeur
1	Localisation wilaya		béjaïa
2	Année de mise en service		1953
3	Capacité du barrage de dernier levé	hm <sup>3</sup>	86,39
4	Capacité de barrage initial	hm <sup>3</sup>	120
5	Type de barrage		Digue en pierraille avec masque amont en béton bitumineux
6	Superficie du bassin versant	km <sup>2</sup>	646
7	Envasement annuel moyen	hm <sup>3</sup> /an	0,8
8	Volume régularisable	hm <sup>3</sup> /an	34
9	Surface du barrage à la cote maximale	km <sup>2</sup>	6,135
10	Surface du plan d'eau à la PHE (prise d'eau en hautes eaux ou point haut d'exploitation)	km <sup>2</sup>	



Figure 1.11 : Barrage Tghil-emda(<https://fr.m.wikipedia.org/wik>)



Figure 1.12; Localisation géographique de barrage Ighil-emda  
(<https://www.google.com/maps>)

### 1.9.2 Eaux souterraines mobilisées par les champs captant (forages et sources)

Les eaux souterraines de la wilaya de Bejaia sont constituées de sources, puits et forages, implantés au niveau des champs captant répartis sur l'ensemble de la wilaya telles que présentées dans le tableau 1.9.

Tableau 1.7 : Caractéristiques des principaux champs de captage de Béjaïa (HYBACO\_AGC)

code de la nappe	Nom de la nappe souterraine	Ressources (hm <sup>3</sup> /an)	Superficies totales (km <sup>2</sup> )	Superficies dans la wilaya (%)	Ressources dans la wilaya (hm <sup>3</sup> /an)
77	Chaîne du Djurdjura	40,42	201,17	14	2,95
78	Calcaires de Toudja	1,45	12,81	100	1,45
79	Calcaires de Bougie	0,95	12,68	92	0,85
115	Plaine alluviale de la haute et moyenne Soummam	24,74	206,27	55	13,57
116	Plaine alluviale de la basse Soummam	28,66	92,34	100	29,28
118	Djebel Timerici	3,41	17,19	94	3,21
119	Calcaires des Babors	5,37	59,45	85	4,55
120	Djebel F'kirida	3,16	38,03	100	3,16
121	Dunaire de Tichy ex. Cap Aokas	0,5	4,07	100	0,5
122	Oued Agrioun	4,86	19,6	100	4,86
<b>Total</b>		<b>113,49</b>	<b>663,61</b>	<b>84</b>	<b>64,38</b>

## 1.10. Présentation de la Station De dessalement l'Eau de Mer de Bejaia

### 1.10.1 Localisation du projet

Le projet de réalisation de la station de dessalement d'eau de mer est localisé à Tighremt, dans la commune de Toudja, à 40 km du chef-lieu de la wilaya Béjaïa et sur la côte Ouest traversée par la RN-24 reliant Béjaïa à Tizi Ouzou (figure 1.14).

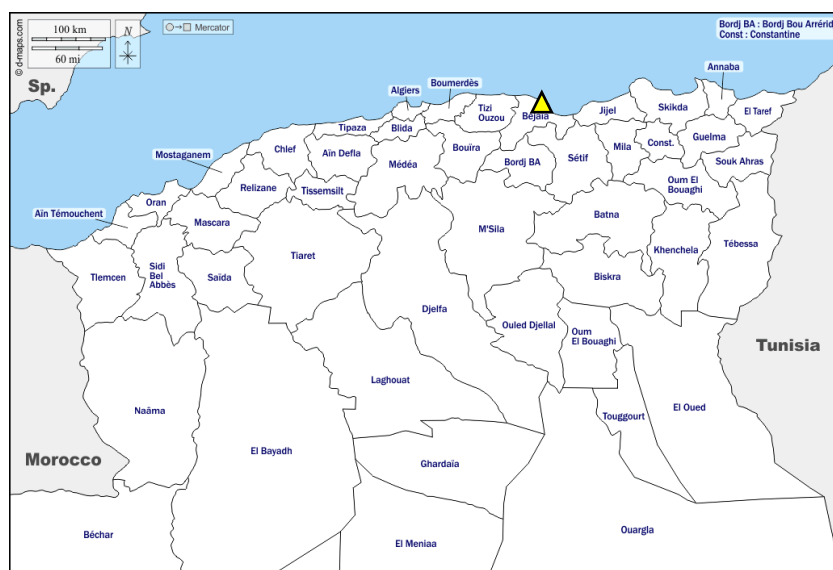


Figure 1.13 : Localisation géographique de la SDEM.(HYBACO-AGC)

Ce projet inscrit au titre d'un plan d'urgence décidé par le président de la République au profit de cinq wilayas, à savoir Boumerdès (Cap Djinet), Tipasa (Fouka), Oran (Cap blanc), El Tarf (Koudiet Eddraouche) et Béjaïa (Tighremt- Toudja) s'étale sur une superficie de 10 ha, pour une capacité de production quotidienne de 300.000 m<sup>3</sup>. La capacité de la station est considérée «largement suffisante», comparativement aux besoins de la wilaya, estimés à 250.000 m<sup>3</sup>/j, comme affirmé par les responsables de la wilaya. Outre Bejaïa, cette SDEM va alimenter également les wilayas de Sétif avec un apport de 50.000 m<sup>3</sup>/j, Bouira, avec 30.000 m<sup>3</sup>/j et Bordj Bou Arreridj avec 20.000 m<sup>3</sup>/j. Une fois mise en service, elle va assurer l'alimentation en eau potable les 52 communes de la wilaya, notamment celles qui se trouvent sur la côte ouest qui sont dépourvues par endroit, au réseau AEP. Elles ne seront plus tributaires des apports pluviométriques ou des forages et vont pouvoir se mettre à l'abri des manques de précipitations et des dotations des barrages actuellement en service, dont ceux de Kherrata et Tichy Haff, qui font face au stress hydrique depuis plusieurs années. La station de Tighremt permettra également de transférer les eaux des barrages de TichiHaff (173 millions m<sup>3</sup>) et de Lekehal (30 millions m<sup>3</sup>) pour l'irrigation des surfaces agricoles de la Soummam ainsi que la plaine d'El Asnam

### 1.10.2. Présentation du système de transfert

Le Système de transfert structuré en quatre (04) couloirs principaux, permettant d'assurer l'alimentation en eau potable de plusieurs zones réparties entre les wilayas de Béjaïa, Bouira et Sétif. Ce dispositif repose notamment sur l'interconnexion avec la station de dessalement et le transfert Tichy Haf, en intégrant des ouvrages de stockage et de pompage.

#### ➤ Couloir 1

Ce couloir assure le transfert de l'eau depuis la chambre de départ située à la sortie de la station de dessalement jusqu'à la station de chloration existante de Timezrit. Il passe par un réservoir de mise en charge (RMC) et se raccorde au transfert Tichy Haf. Cette configuration permettra d'alimenter les agglomérations du couloir Akbou – Béjaïa. Par ailleurs, la commune de Beni Ksila sera alimentée à partir du RMC via une conduite dédiée. Cinq piquages sont également prévus le long de ce couloir pour desservir la zone Nord de Toudja.

#### ➤ Couloir 2

Ce couloir démarre à partir du point de bifurcation situé à 5,6 km du RMC et rejoint le réservoir de Béjaïa, dans le cadre du projet de transfert Tichy Haf (couloir Akbou – Béjaïa). Une seconde cuve de 10 000 m<sup>3</sup> est projetée à l'identique. Il permettra l'alimentation de la ville de Béjaïa, ainsi que des localités de Tala Hamza, Boukhlifa et Tichy, par une conduite

connectée à un piquage sur le transfert Tichy Haf, en liaison avec la conduite provenant de la source Bleue.

➤ **Couloir 3**

Ce tronçon part d'un point de piquage sur le transfert Tichy Haf à Akbou, au lieu-dit Bouzeroual, vers une station de pompage équipée de deux systèmes de pompage. Le premier refoule l'eau vers la station de traitement Tichy Haf 2 (BBA – Sétif) en passant par un réservoir tampon, puis vers la station Ain Zada. Le second système permet le refoulement des eaux vers le couloir 4.

➤ **Couloir 4**

Ce dernier couloir assure le transfert depuis la station de pompage du couloir 3 vers un réservoir projeté situé au-dessus de la station de traitement Tilesdit. Il intègre également une station de pompage intermédiaire, permettant le refoulement de l'eau vers le réservoir projeté destiné à alimenter la zone Sud-Est de Bouira et le Nord-Ouest de la wilaya de Bordj Bou Arreridj.

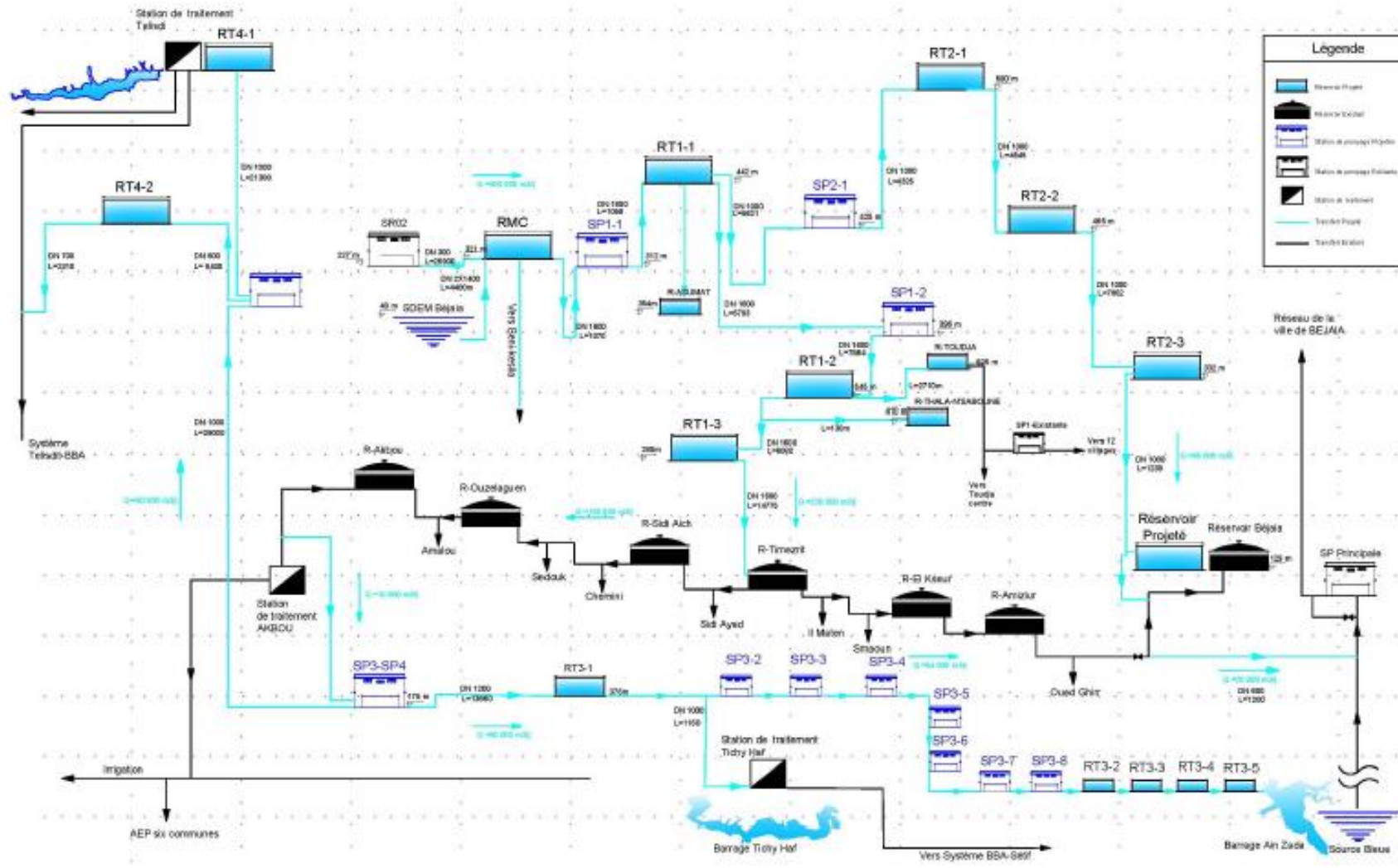


Figure 1.14 : schéma verticale de la solution retenu (HYBACO\_AGC)

Dans le cadre de notre étude, nous nous intéressons au premier couloir qui part de la station de dessalement jusqu'à la station de chloration existante au niveau de Timezrit pour se raccorder sur le transfert Tichy Haf en passant par un réservoir de mise en charge RMC. Ceci permettra d'alimenter une eau les agglomérations situées sur le couloir Akbou-Béjaia. La commune de Beni Ksila sera alimentée à partir du RMC via une conduite qui rejoindra la station de reprise existante SR1. Cinq (05) point de piquage pour alimenter la zone Nord de toudja seront prévus le long de cette conduite. La commune de Toudja sera alimentée à partir du RT1-1 pour Assoumath, RT1-2 pour Toudja Centre et les 12 villages et un piquage sur la conduite alimentant le RT1-3 pour l'AEP de Tala N'Saboune (Figure 1.16, 1.17).



Figure 1.15 ; carte aménagement couloir 1 (HYBACO-AGC)

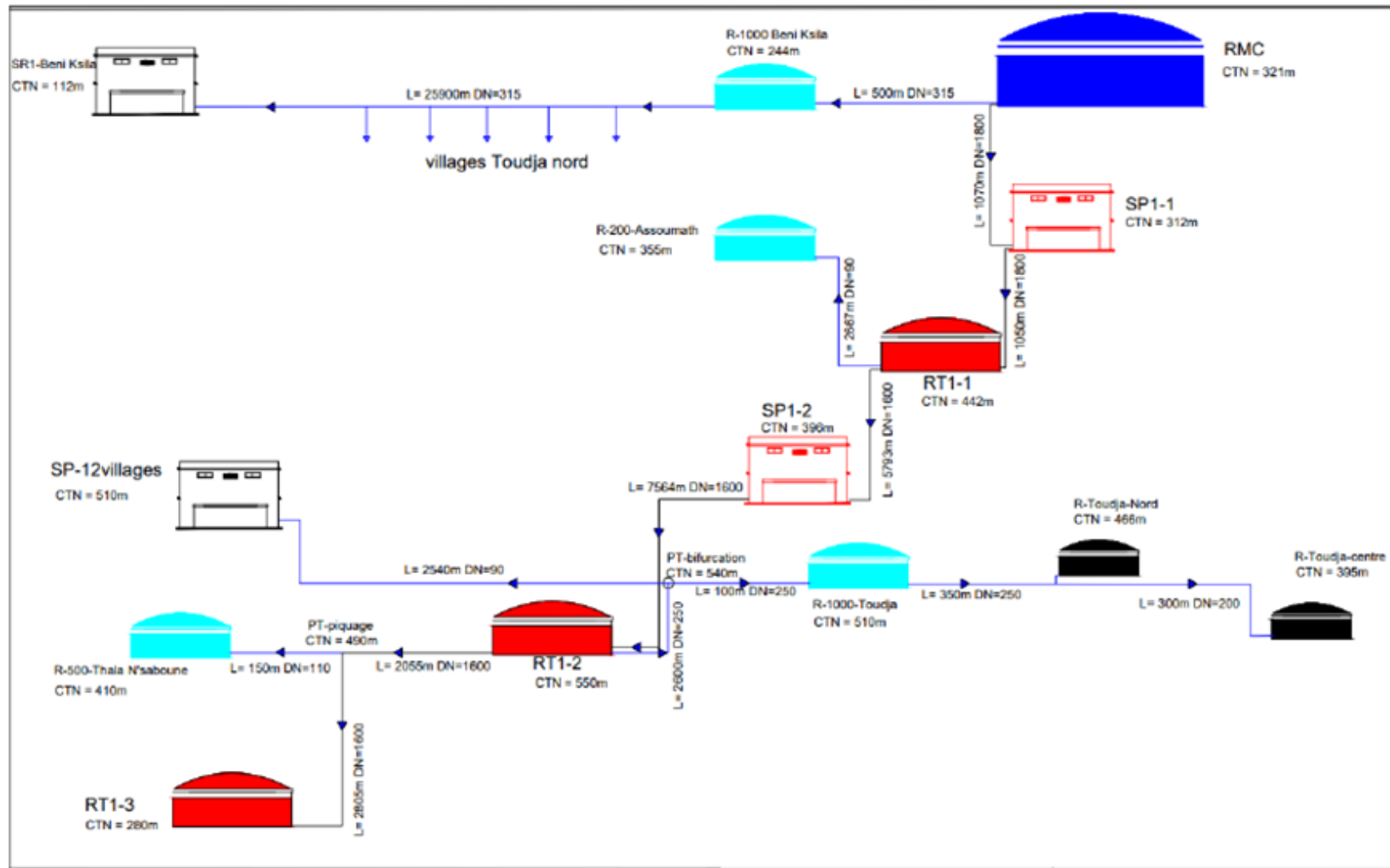


Figure 1.16: Schéma synoptique du couloir 1 (HYBACO\_AGC)

### 1.10.3. Schéma retenue

Les éléments du schéma retenu par couloir sont les suivants (Figure 1.16) :

- chambre de départ à la sortie de la SDEM,
- 1 réservoir de mise en charge (RMC),
- 2 stations de pompage,
- 4 réservoirs Tampon dont 1 pour l'AEP de Béni Ksila et 1 autre pour l'AEP de Toudja,
- 3 réservoirs terminaux pour l'AEP de Toudja,
- 1 brise charge,
- 111 km de conduite dont 36 pour l'AEP de Beni Ksila et Toudja

### Conclusion

La région de Bejaia , actuellement étudiée, bénéficie d'un climat méditerranéen tempéré avec deux saisons distinctes. La pluviométrie annuelle moyenne, mesurée entre 1965 et 2002, est de 1200 mm. Le déficit en ressources en eau, combiné à une demande croissante en eau potable, a conduit les autorités compétentes à envisager la construction d'une station de dessalement d'eau de mer à Tigheremth, commune Toudja. Cette station devrait produire un débit de 300 000 m<sup>3</sup> par jour, afin de répondre aux besoins de la population d'ici 2050.

Par ailleurs, le relief local, marqué par des replats au sommet ou sur les crêtes, favorise l'implantation des villages. Cette configuration topographique favorise également l'installation de réservoirs, afin de répondre efficacement aux besoins en eau des services concernés.

## Introduction

Cette partie présente une analyse de la demande dans la région de Bejaia fondée sur une extrapolation à partir d'un panel d'abonnés pour lesquels les données de prélèvement sont mesurées.

Le chapitre 2 est consacré à l'estimation des besoins en eau de la région d'étude. Cette estimation dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des Équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une Période à une autre et d'une agglomération à une autre.

### 2.1. Situation démographique

La population dans la zone d'étude selon le recensement général de la population et de l'habitat RGPH 2020 est résumée dans le tableau suivant (W.Bejaia annuaire statique 2021 édition 2022)

**Tableau 2.1** : Situation actualisée de la population par zones de dispersion, RGPH 2020 (W.Bejaia annuaire statique 2021 édition 2022)

Willaya bejaia	Population total	Population en agglomération				Zone éparsé		
		Agglomération chef-lieu ACL		Zone aggloméré		Total Popu aggloméré	(ZA)	
		Nbr Dis 2021	Population ACL	Nbr dist 2021	Population (AS)		Nbre Dist 2021	Population
totale	1104408	693	681808	502	324641	1006449	232	97959

### 2.2. Evaluation de population

En général pour calculer la population future on utilise la méthode de la croissance géométrique qui est donnée par la formule ci-dessous :

$$P = P_0 * (1 + \alpha)^n \quad (2.1)$$

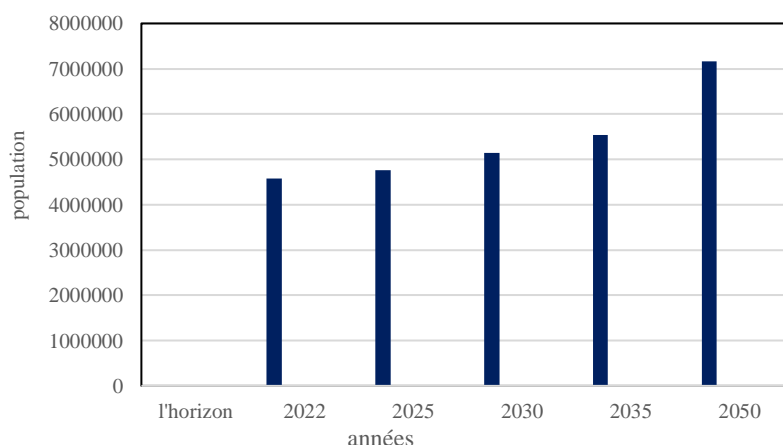
Avec ;

- P : population à l'horizon de l'étude,
- P<sub>0</sub> : population actuelle,
- α : taux d'accroissement démographique, égale en moyenne de 1.35%,
- n : nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude.

L'évolution de la population pour les différents horizons d'étude est donnée dans le tableau 2.1 et illustrée par la figure 2.1 :

**Tableau 2.2:** Evolution de la population pour les différents horizons d'étude.

Population					
l'horizon	2022	2025	2030	2035	2050
<b>total</b>	4570534	4758102	5142759	5541703	7169174



**Figure 2.1 :** Evolution de la population durant la période 2022-2050.

### 2.3. Estimation des besoins en eau de la population

#### 2.3.1 Dotation

La dotation journalière est définie comme étant la quantité d'eau moyenne consommée par habitant et par jour, exprimée en (l/j/hab). Cette dotation varie en fonction de la situation géographique, du climat, et de la population. Pour une agglomération rurale, la norme de consommation est 150 l/j/hab (AGC\_HYBACO).

#### 2.3.2 La consommation moyenne journalière

Pour estimer la consommation moyenne journalière d'une agglomération, il est nécessaire de calculer les besoin en eau potable des différents secteurs existants ; domestique, Public, industriels, touristique, ...etc

La consommation moyenne se détermine par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \sum((q_i \times N_i)/1000)$$

Avec :

**Q moy.j**: la consommation moyenne journalière [ $m^3/j$ ].

**qi** : dotation journalière pour chaque catégorie de consommation [ $l/j/h$ ].

**Ni** : nombre d'usages pour chaque catégorie de consommation.

Les estimations des différents besoin en eau de la wilaya de béjaia, , aux différents horizons sont représentés dans les tableaux 2.2 ci-dessous :

- **Besoins domestiques**

**Tableau 2.3** : Besoins domestiques aux différents horizons.

		besoin domestique $m^3/s$				
l'horizon	2022	2025	2030	2035	2050	
<b>total</b>	685580	713715	771414	831255	107538	

- **Besoins commerces**

**Tableau 2.4** : Besoin commerces aux différentes horizons.

		besoin commerce $m^3/s$				
l'horizon	2022	2025	2030	2035	2050	
<b>total</b>	27423	28549	30857	33250	4302	

- **Besoins tourismes**

**Tableau 2.5** : Besoins tourismes des différents horizons.

		besoin tourisme $m^3/s$				
l'horizon	2022	2025	2030	2035	2050	
<b>total</b>	11929	12419	13423	14464	1871	

- **Besoins tertiaires publics et industriels**

**Tableau 2.6** : Besoins tertiaires publics et industriels des différents horizons

		besoin tpi $m^3/s$				
l'horizon	2022	2025	2030	2035	2050	
<b>total</b>	53475	55670	60170	64838	8388	

- **Besoin administratifs**

**Tableau 2.7** : Besoins administratifs aux différents horizons

		besoin administration $m^3/s$				
l'horizon	2022	2025	2030	2035	2050	
<b>total</b>	85149	88643	95810	103242	13356	

Un récapitulatif des résultats de calcul des besoins en eaux globaux (domestiques, commerce, tourisme, tpi, administrative) sont donnés dans le tableau 2.7 ci-dessous :

**Tableau 2.8 :** Résultats de calcul des besoins en eau globaux en m<sup>3</sup>/s

<b>l'horizon</b>	<b>2022</b>	<b>2025</b>	<b>2030</b>	<b>2035</b>	<b>2050</b>
<b>besoins domestiques</b>	685580	713715	771414	831255	107538
<b>besoins commerces</b>	27423	28549	30857	33250	4302
<b>besoins tourisms</b>	11929	12419	13423	14464	1871
<b>besoins tpiw</b>	53475	55670	60170	64838	8388
<b>besoin administratifs</b>	85149	88643	95810	103242	13356
<b>Total des besoins</b>	863557	898996	971673	1047049	135454

### 2.3.3. Estimation des besoins en eau en tenant compte des pertes

Même si un réseau est correctement construit et entretenu, il n'est jamais étanche et les pertes sont considérées généralement entre 20 % à 30% des besoins moyens journaliers. Ces pertes sont dues :

- à la consommation non qualifiée (illégal) ;
- aux fuites dans le réseau d'adduction ;
- aux fuites dans le système de distribution.

Les résultats des besoins, tenant compte des pertes sont donnés dans le tableau 2.8, en considérant 20% de pertes.

**Tableau 2.9 :** Résultats de calcul tenant compte les pertes en m<sup>3</sup>/s

<b>l'horizon</b>	<b>2022</b>	<b>2025</b>	<b>2030</b>	<b>2035</b>	<b>2050</b>
<b>besoin domestique</b>	822696	856458	925697	997507	129045
<b>besoin commerce</b>	32908	34258	37028	39900	5162
<b>besoin tourisme</b>	14315	14902	16107	17357	2245
<b>besoin tpi</b>	64170	66804	72204	77806	10066
<b>besoin adm</b>	102179	106372	114972	123890	16027
<b>total</b>	1036268	1078795	1166007	1256459	162545

## 2.4. Estimation des besoins en eau des communes Bni ksila et Toudja

### 2.4.1. Commune de Bni ksila :

- **Evolution de la population**

**Tableau 2.10 :** Evolution de la population de la commune Bni ksila

	<b>Population</b>				
<b>l'horizon</b>	2022	2025	2030	2035	2050
<b>beni ksila</b>	4702	4773	4894	5017	5407

- **Besoin domestique**

**Tableau 2.11** : Besoin domestique

		<b>besoin domestique m<sup>3</sup>/s</b>				
<b>l'horizon</b>		2022	2025	2030	2035	2050
<b>beni ksila</b>		705	716	734	753	811

- **Besoin commerce**

**Tableau 2.12** : Besoin commerce

		<b>besoin commerce m<sup>3</sup>/s</b>				
<b>l'horizon</b>		2022	2025	2030	2035	2050
<b>beni ksila</b>		47	47	48	50	54

- **Besoin tourisme**

**Tableau 2.13** : Besoin tourisme

		<b>besoin tourisme m<sup>3</sup>/s</b>				
<b>l'horizon</b>		2022	2025	2030	2035	2050
<b>beni ksila</b>		1030	1045	1072	1099	1184

- **Besoin TPI**

**Tableau 2.14** : Besoin tpi

		<b>besoin tpi m<sup>3</sup>/s</b>				
<b>l'horizon</b>		2022	2025	2030	2035	2050
<b>beni ksila</b>		120	122	125	128	138

- **Besoins administratifs**

**Tableau 2.15** : Besoins administratifs

		<b>besoin administration m<sup>3</sup>/s</b>				
<b>l'horizon</b>		2022	2025	2030	2035	2050
<b>beni ksila</b>		42	43	44	45	49

- **Récapitulatif des besoins**

**Tableau 2.16** : Récapitulatifs des besoins au différent horizon en m<sup>3</sup>/s

<b>l'horizon</b>	<b>2022</b>	<b>2025</b>	<b>2030</b>	<b>2035</b>	<b>2050</b>
<b>besoin domestique</b>	705	716	734	753	811
<b>besoin commerce</b>	47	47	48	50	54
<b>besoin tourisme</b>	1030	1045	1072	1099	1184
<b>besoin tpi</b>	120	122	125	128	138
<b>besoin administratifs</b>	42	43	44	45	49
<b>total</b>	1944	1973	2023	2074	2235

- **Récapitulatif des besoins en tenant quant des pertes**

Tableau 2.17 : Récapitulatif des besoins en tenant compte des pertes

l'horizon	2022	2025	2030	2035	2050
besoin domestique	846	859	881	903	973
besoin commerce	56	57	58	60	64
besoin tourisme	1236	1254	1286	1319	1421
besoin tpi	144	146	150	154	165
besoin adm	51	52	53	54	58
total	2333	2367	2428	2489	2682

#### 2.4.2 Commune de Toudja

- **Evolution de la population**

Tableau 2.18 : Evolution de la population de la commune

Population					
l'horizon	2022	2025	2030	2035	2050
Commune Toudja	1053	1069	1096	1124	1211
	8	7	7	4	7

- **besoin domestique**

Tableau 2.19 : Besoin domestique

Besoin domestique m <sup>3</sup> /s					
l'horizon	2022	2025	2030	2035	2050
Commune Toudja	1581	1605	1645	1687	1818

- **Besoin commerce**

Tableau 2.20 : Besoin commerce

Besoin commerce m <sup>3</sup> /s					
l'horizon	2022	2025	2030	2035	2050
Commune Toudja	114	116	118	121	131

- **Besoins tourisimes**

Tableau 2.21 : besoin tourisme

besoin tourisme m <sup>3</sup> /s					
l'horizon	2022	2025	2030	2035	2050
Commune Toudja	0	0	0	0	0

- **besoin TPI**

Tableau 2.22 : Besoin tpi

besoin tpi m <sup>3</sup> /s					
l'horizon	2022	2025	2030	2035	2050
Commune Toudja	126	128	132	135	145

- **Besoins Administration**

**Tableau 2.23** : Besoin administrative.

	<b>Besoin administration m<sup>3</sup>/s</b>				
<b>l'horizon</b>	<b>2022</b>	<b>2025</b>	<b>2030</b>	<b>2035</b>	<b>2050</b>
<b>Toudja</b>	253	257	263	270	291

- **Récapitulatif des besoins**

**Tableau 2.24** : Récapitulatif des besoins. m<sup>3</sup>/s

<b>l'horizon</b>	<b>2022</b>	<b>2025</b>	<b>2030</b>	<b>2035</b>	<b>2050</b>
<b>besoin domestique</b>	1581	1605	1645	1687	1818
<b>besoin commerce</b>	114	116	118	121	131
<b>besoin tourisme</b>	0	0	0	0	0
<b>besoin tpi</b>	126	128	132	135	145
<b>besoin adm</b>	253	257	263	270	291
<b>Total</b>	2074	2105	2158	2213	2385

- **Récapitulatif des besoins en tenant compte des pertes**

**Tableau 2.25** : Récapitulatif des besoins avec les pertes m<sup>3</sup>/s

<b>l'horizon</b>	<b>2022</b>	<b>2025</b>	<b>2030</b>	<b>2035</b>	<b>2050</b>
<b>besoin domestique</b>	1897	1925	1974	2024	2181
<b>besoin commerce</b>	137	139	142	146	157
<b>besoin tourisme</b>	0	0	0	0	0
<b>besoin tpi</b>	152	154	158	162	174
<b>besoin adm</b>	303	308	316	324	349
<b>Total</b>	2489	2526	2590	2655	2862

### 2.4.3. Débit maximal journalier

Le débit estimé pour la commune de Bni Ksila est de 31 l/s, et pour la commune de Toudja 33.11l/s.

**Conclusion**

À travers l'analyse des données démographiques actuelles, la prise en compte de l'évolution future de la population, ainsi que l'étude des usages spécifiques (domestiques, administrative, commerciaux, etc.), nous avons pu établir une demande journalière moyenne à considérer.

Pour le tronçon RMC–Béni Ksila, la demande actuelle est estimée à 4 267 m<sup>3</sup>/j, avec un déficit projeté de 1 091 m<sup>3</sup>/j à l'horizon 2050. Dans le cadre de la sécurisation, 50 % de la demande soit 2 682 m<sup>3</sup>/j seront pris en compte, correspondant à un débit de pointe de 31 l/s, valeur utilisée pour le dimensionnement de la conduite entre le RMC et la station de relèvement SR02.

Concernant Toudja, le même principe est appliqué : avec une demande de 4 686 m<sup>3</sup>/j et un déficit futur de 2 202 m<sup>3</sup>/j, le projet considère 50 % de la demande, soit 2 862 m<sup>3</sup>/j, équivalant à un débit de pointe de 33 l/s pour le dimensionnement.

## Introduction

Un réseau d'alimentation en eau potable doit comporter plusieurs éléments lui permettant le bon fonctionnement de l'adduction à la distribution de l'eau, en l'occurrence, les ouvrages de stockage.

Les réservoirs d'eau sont des ouvrages hydrauliques de grande importance, dont le but est de stocker de l'eau. Ils permettent d'assurer la jonction entre le réseau d'adduction et celui de distribution et permettent aussi d'assurer la distribution en continue pour les consommateurs pendant les heures de la journée.

L'objectif de ce chapitre est de dimensionner ces ouvrages de stockage nécessaires pour, satisfaire les besoins futurs.

### 3.1. Choix des réservoirs

Les réservoirs doivent être conçus et réalisés avec des matériaux assurant leur stabilité et leur durabilité, tout en protégeant la qualité de l'eau qu'ils contiennent. Selon les matériaux de construction des réservoirs, on peut classer les réservoirs en :

- réservoirs métalliques,
- réservoirs en maçonnerie,
- réservoirs en béton armé,

Selon le site d'implantation ou selon les conditions topographiques, on peut les classer en :

- réservoirs enterrés,
- réservoirs semi-enterrés,
- réservoirs posés sur le sol
- réservoirs surélevés (château d'eau).

### 3.2. Rôle des réservoirs

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples ;

#### ❖ Fonctions techniques

- Régulation du débit,
- Sécurité d'approvisionnement,
- Régulation de la pression,
- Simplification de l'exploitation,
- Réacteur principal au traitement.

**❖ Fonctions économiques**

- Réduction des investissements sur les ouvrages de protection,
- Réduction des investissements sur les réseaux de distribution,
- Réduction des dépenses d'énergie.

**3.3. Emplacement des réservoirs**

L'emplacement des réservoirs est souvent un défi pour un certain nombre de raisons, nous devons donc tenir compte de certains facteurs techniques et économiques :

- Le choix d'emplacement d'un réservoir doit permettre d'assurer aux usagers une pression suffisante au moment des débits de pointe
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitaire ment, c'est-à-dire le placer a un point bas par rapport a la prise d'eau.
- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la cote du radier doit être supérieure à la cote piézométrique maximale dans le réseau.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implantés de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

**3.4. Détermination de la capacité d'un réservoir de distribution**

Pour remplir le rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière estimation doit prendre en compte l'évolution des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire d'une part le mode de fonctionnement de l'ouvrage situé en amont, et d'autre part l'évolution de la demande. Dans la plupart des cas, les calculs de capacité tiennent compte des variations quotidiennes, des dates de consommation maximale et des réserves d'eau pour les incendies.

**3.4.1 Principe de calcul**

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder soit par la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir, soit par la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.

### 3.4.2. Méthode analytique

Cette méthode consiste à déterminer les excès ( $\Delta V^+$ ) et les insuffisances ( $\Delta V^-$ ) d'eau pendant les différentes heures de la journée en fonction des coefficients horaires qui varient suivant les différentes heures de desserte et l'importance de la population. La somme du plus grand excès ( $\Delta V^+$ ) de la journée avec le plus grand déficit ( $\Delta V^-$ ) d'un autre moment de cette journée, à laquelle on doit ajouter la réserve d'incendie, nous donne le volume du réservoir et s'écrit :

$$V_r = |\Delta V^+_{max}| + |\Delta V^-_{max}| + V_{ri} \quad (3.1)$$

Avec :

$V_r$  : volume total du réservoir en ( $m^3$ ),

$\Delta V$  : volume apport – volume consommé en ( $m^3$ ),

Volume apport = volume max journalier en ( $m^3$ ),

$V_{ri}$  : volume de la réserve d'incendie en ( $m^3$ ).

### 3.4.3. Calcul du diamètre

Le diamètre ( $D$ ) est donné comme suit

$$\begin{aligned} V_n &= S_e \cdot H \\ V_n &= \frac{\pi D^2}{4} \times H \\ \text{donc } D &= \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} \end{aligned} \quad (3.2)$$

$V_n$ : Capacité normalisée du réservoir ( $m^3$ );

$S_e$ : Section du réservoir en ( $m^2$ );

$H$ : Hauteur utile optimale d'eau (m).

### 3.4.4. Calcul de la hauteur d'incendie

La hauteur d'eau disponible est donnée comme suit :

$$H_{inc} = \frac{4V_{inc}}{\pi D^2} \quad (3.3)$$

### 3.4.5. Méthode graphique

La capacité des réservoirs est déterminée à partir des courbes de variation, en fonction des heures de la journée la plus chargée, des débits d'alimentation des réservoirs (provenant de la station de pompage ou de la station de traitement) et des débits sortant des réservoirs (distribués ou, éventuellement, aspirés par une autre station de pompage). Le principe de calcul est simple ;

On trace, sur 24 h, les courbes de volumes cumulés  $V_a(t)$  provenant de l'alimentation et  $V_c(t)$  correspondant à la consommation (Figure 3.1). On trace ensuite la courbe  $V_a(t)-V_c(t)$ . Le volume minimum nécessaire des réservoirs sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur et la plus petite valeur (négative) de cette différence (la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport) qui correspond à :

$$|\Delta V^+ \max| + |\Delta V^- \max|$$

À cette somme, on ajoute la réserve d'incendie pour obtenir le volume du réservoir à projeter.

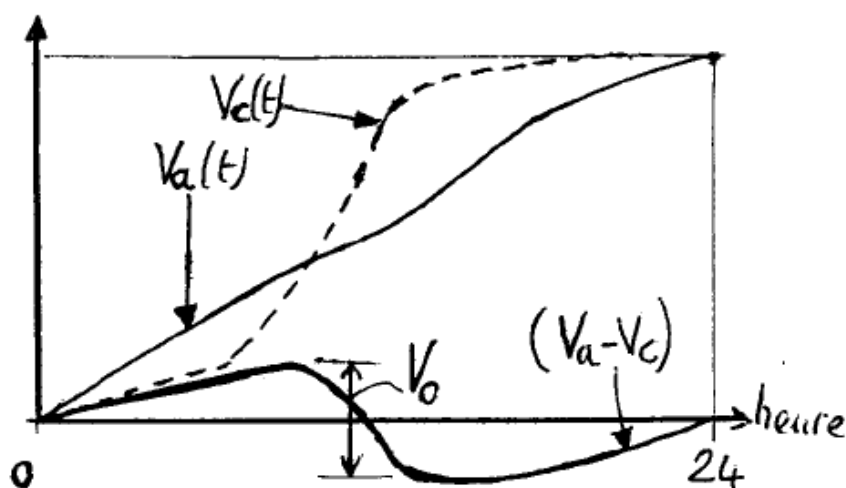


Figure 3.1 : Méthode graphique de calcul

### 3.5. Conception général du projet

Les réservoirs intermédiaires seront alimentés par les conduites de transfert au moyen de piquage. Les réservoirs d'extrémité seront alimentés directement par l'adducteur principal. L'ensemble des équipements et tuyauteries nécessaires au bon fonctionnement du réservoir seront localisés dans une chambre des vannes accolée au réservoir. La conception des réservoirs et des ouvrages associés devra pouvoir répondre aux exigences suivantes :

- Limiter le temps de séjour de l'eau dans le réservoir
- Assurer un brassage de l'eau pour éviter la création de zones d'eau morte :

En effet la conception des réservoirs doit permettre d'éviter la création de zones d'eau stagnante qui occasionne une chute de la teneur en chlore et donc une prolifération des germes. Le positionnement des conduites d'arrivée et de départ sera donc judicieusement choisi pour éviter ce phénomène. Dans le cas de capacité supérieure à 5 000 m<sup>3</sup>, un système de chicane sera projeté.

- Permettre l'évacuation des eaux excédentaires en cas de défaillance du système de contrôle (trop plein)

Un système de trop plein sera mis en place dans les réservoirs.

Il permettra d'éviter la mise en charge du réservoir en cas de défaillance du système de contrôle de l'alimentation en eau

- Assurer un renouvellement d'air en empêchant toute pénétration d'élément extérieur

Il sera aménagé dans la toiture du réservoir, un dispositif d'aération d'évents qui permettra d'assurer une bonne ventilation à l'intérieur du réservoir. Ces événements seront équipés de tamis à maille fine (en acier inoxydable ou en matière plastique) permettant d'éviter l'intrusion des insectes voire de petits animaux.

- Assurer un accès aisé pour des opérations d'entretien et de maintenance

Il sera aménagé dans la toiture du réservoir des trappes d'accès de taille suffisante pour la manutention du matériel nécessaire au nettoyage ou à la maintenance. Un système d'échelle permettra l'accès au radier du réservoir.

- Limiter l'éclairage naturel pour éviter la prolifération d'algue

Les systèmes d'aération et les trappes d'accès seront dimensionnés pour limiter l'entrée de lumière naturelle qui favorise le développement algal.

- Faciliter les opérations de vidange

Une pente sera aménagée sur le radier des réservoirs afin de favoriser les opérations de vidange et de nettoyage. Une fosse sera aménagée au droit de la vidange pour assurer une évacuation complète des eaux.

- Permettre le comptage des volumes entrants

Les canalisations d'adduction seront équipées d'un débitmètre, localisé dans la chambre des vannes. Ce débitmètre permettra de comptabiliser les volumes d'alimentation de chacune des agglomérations mais également de réaliser un contrôle différentiel par rapport au comptage en sortie de station de pompage qui permettra de déceler l'existence de fuites significatives sur l'adducteur.

- Permettre la régulation des niveaux dans le réservoir et le suivi du marnage

La canalisation d'adduction à l'arrivée dans le réservoir sera équipée d'une vanne altimétrique.

Celle-ci permettra de contrôler le niveau du remplissage en s'ouvrant lorsque le niveau dans le réservoir passera sous un seuil bas et en se fermant lorsque le niveau atteindra un seuil haut. En complément de ces organes, il sera prévu une vanne de sectionnement sur la canalisation d'adduction permettant d'isoler le réservoir.

Concernant le suivi des niveaux dans le réservoir, il sera prévu la mise en place d'un capteur de niveau doublé d'une poire de sécurité.

### 3.6. Capacité de stockage des réservoirs d'étude

La zone d'étude est dotée de 3502 l/s, tels que représentés sur la figure

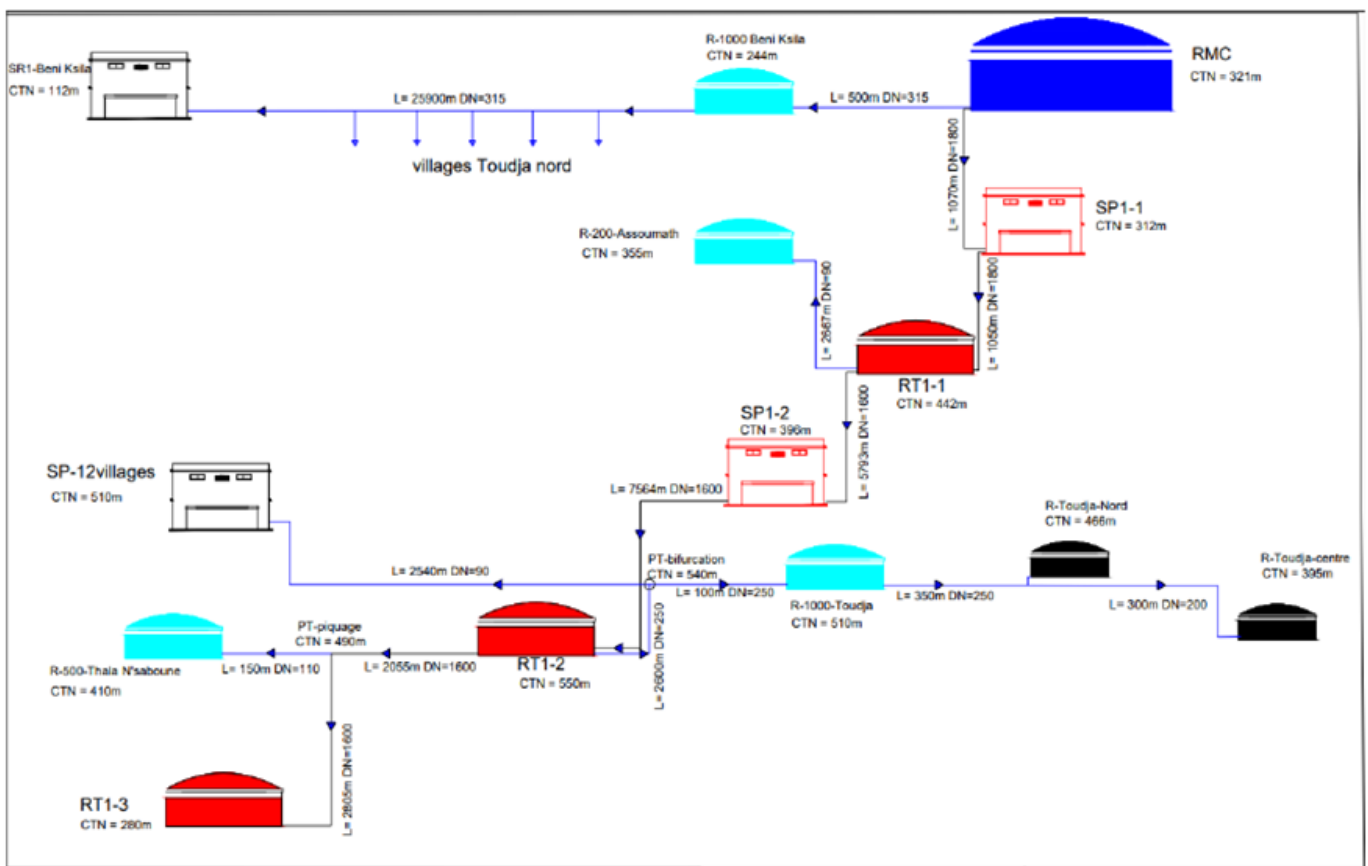


Figure 3.2 : Schéma synoptique du couloir 1 (HYBACO\_AGC )

Le choix de la capacité des réservoirs est basé sur l'hypothèse d'assurer une alimentation en continue, et de renforcer le réseau existant.

**a. Réservoir Assoumath**

Le réservoir de distribution installé sur le site alimente la région d'assoumath il assure la mise à disposition de l'eau par gravité aux différents points de distribution. Par un débit de 3 l/s.

Le tableau (3.3) suivant représente le calcul de capacité de ce réservoir :

Tableau 3.3 : Dimensionnement du réservoir Assoumath

heure	Arrivée		arrivée cumulé		Consommation		consommation cumulée		qa-qc
0-1	a	10.8	a	10.8	0,125a	1.35	0,125a	1.35	9.45
1-2	a	10.8	2a	21.6	0,125a	1.35	0,250a	2.7	18.9
2-3	a	10.8	3a	32.4	0,125a	1.35	0,375a	4.05	28.35
3-4	a	10.8	4a	43.2	0,125a	1.35	0,500a	5.4	37.8
4-5	a	10.8	5a	54	0,125a	1.35	0,625a	6.75	47.25
5-6	a	10.8	6a	64.8	0,125a	1.35	0,750a	8.1	56.7
6-7	a	10.8	7a	75.6	a	10.8	1,750a	18.9	56.7
7-8	a	10.8	8a	86.4	3,5a	37.8	5,250a	56.7	29.7
8-9	a	10.8	9a	97.2	3,5a	37.8	8,750a	94.5	2.7
9-10	a	10.8	10a	108	3,5a	37.8	12,25a	132.3	-24.3
10-11	a	10.8	11a	118.8	3,5a	37.8	15,75a	170.1	-51.3
11-12	a	10.8	12a	129.6	0,4a	4.32	16,15a	174.42	-44.82
12-13	a	10.8	13a	140.4	0,4a	4.32	16,55a	178.74	-38.34
13-14	a	10.8	14a	151.2	0,4a	4.32	16,95a	183.06	-31.86
14-15	a	10.8	15a	162	0,4a	4.32	17,35a	187.38	-25.38
15-16	a	10.8	16a	172.8	0,4a	4.32	17,75a	191.7	-18.9
16-17	a	10.8	17a	183.6	2a	21.6	19,75a	213.3	-29.7
17-18	a	10.8	18a	194.4	2a	21.6	21,75a	234.9	-40.5
18-19	a	10.8	19a	205.2	0,5a	5.4	22,25a	240.3	-35.1
19-20	a	10.8	20a	216	0,5a	5.4	22,75a	245.7	-29.7
20-21	a	10.8	21a	226.8	0,5a	5.4	23,25a	251.1	-24.3
21-22	a	10.8	22a	237.6	0,5a	5.4	23,75a	256.5	-18.9
22-23	a	10.8	23a	248.4	0,125a	1.35	23,875a	257.85	-9.45
23-24	a	10.8	24a	259.2	0,125a	1.35	24a	259.2	0
Total	24a	259.2				259.2	24a		

**b. Réservoir RT1-3**

Le réservoir RT1-3 intervient dans la continuité hydraulique après le RT1-2. Il reçoit un débit refoulé de 2546 l/s et permet d'alimenter les zones terminales tout en jouant un rôle de stabilisateur dans le réseau.

Le tableau (3.6) suivant représente le calcul de capacité de ce réservoir

Tableau 3.6 : Calcul de la capacité du réservoir RT1-3

heure	Arrivée		arrivée cumulé		Consommation		consommation cumulée		qa-qc
0-1	a	9165.6	a	9165.6	0,125a	1145.7	0,125a	1145.7	8020
1-2	a	9165.6	2a	18331.2	0,125a	1145.7	0,250a	2291.4	16040
2-3	a	9165.6	3a	27496.8	0,125a	1145.7	0,375a	3437.1	24060
3-4	a	9165.6	4a	36662.4	0,125a	1145.7	0,500a	4582.8	32080
4-5	a	9165.6	5a	45828	0,125a	1145.7	0,625a	5728.5	40100
5-6	a	9165.6	6a	54993.6	0,125a	1145.7	0,750a	6874.2	48119
6-7	a	9165.6	7a	64159.2	a	9165.6	1,750a	16039.8	48119
7-8	a	9165.6	8a	73324.8	3,5a	32079.6	5,250a	48119.4	25205
8-9	a	9165.6	9a	82490.4	3,5a	32079.6	8,750a	80199	2291
9-10	a	9165.6	10a	91656	3,5a	32079.6	12,25a	112278.6	-20623
10-11	a	9165.6	11a	100821.6	3,5a	32079.6	15,75a	144358.2	-43537
11-12	a	9165.6	12a	109987.2	0,4a	3666.24	16,15a	148024.44	-38037
12-13	a	9165.6	13a	119152.8	0,4a	3666.24	16,55a	151690.68	-32538
13-14	a	9165.6	14a	128318.4	0,4a	3666.24	16,95a	155356.92	-27039
14-15	a	9165.6	15a	137484	0,4a	3666.24	17,35a	159023.16	-21539
15-16	a	9165.6	16a	146649.6	0,4a	3666.24	17,75a	162689.4	-16040
16-17	a	9165.6	17a	155815.2	2a	18331.2	19,75a	181020.6	-25205
17-18	a	9165.6	18a	164980.8	2a	18331.2	21,75a	199351.8	-34371
18-19	a	9165.6	19a	174146.4	0,5a	4582.8	22,25a	203934.6	-29788
19-20	a	9165.6	20a	183312	0,5a	4582.8	22,75a	208517.4	-25205
20-21	a	9165.6	21a	192477.6	0,5a	4582.8	23,25a	213100.2	-20623
21-22	a	9165.6	22a	201643.2	0,5a	4582.8	23,75a	217683	-16040
22-23	a	9165.6	23a	210808.8	0,125a	1145.7	23,875a	218828.7	-8020
23-24	a	9165.6	24a	219974.4	0,125a	1145.7	24a	219974.4	0

On adapte pour  $V=10000\text{m}^3/\text{j}$ .

**c. Réservoir Thala N'saboune**

le secteur de Thala n'Saboune, comme une partie intégrante de la commune de Toudja, y compris les villages Thala n'Saboune. Ce réservoir est d'une fonction distribution gravitaire vers les zones terminales. Il assure un stockage journalier pour équilibrer l'offre et la demande avec un débit de 6 l/s .

Le tableau (3.7) suivant représente le calcul de capacité de ce réservoir :

$$a=21.6\text{m}^3/\text{j}$$

Tableau 3.7 : Calcul de la capacité du réservoir Thala N'saboun

heure	Arrivée		arrivée cumulé		Consommation		consommation cumulée		qa-qc
0-1	a	21.6	a	21.6	0,125a	2.7	0,125a	2.7	18.9
1-2	a	21.6	2a	43.2	0,125a	2.7	0,250a	5.4	37.8
2-3	a	21.6	3a	64.8	0,125a	2.7	0,375a	8.1	56.7
3-4	a	21.6	4a	86.4	0,125a	2.7	0,500a	10.8	75.6
4-5	a	21.6	5a	108	0,125a	2.7	0,625a	13.5	94.5
5-6	a	21.6	6a	129.6	0,125a	2.7	0,750a	16.2	113.4
6-7	a	21.6	7a	151.2	a	21.6	1,750a	37.8	113.4
7-8	a	21.6	8a	172.8	3,5a	75.6	5,250a	113.4	59.4
8-9	a	21.6	9a	194.4	3,5a	75.6	8,750a	189	5.4
9-10	a	21.6	10a	216	3,5a	75.6	12,25a	264.6	-48.6
10-11	a	21.6	11a	237.6	3,5a	75.6	15,75a	340.2	-102.6
11-12	a	21.6	12a	259.2	0,4a	8.64	16,15a	348.84	-89.64
12-13	a	21.6	13a	280.8	0,4a	8.64	16,55a	357.48	-76.68
13-14	a	21.6	14a	302.4	0,4a	8.64	16,95a	366.12	-63.72
14-15	a	21.6	15a	324	0,4a	8.64	17,35a	374.76	-50.76
15-16	a	21.6	16a	345.6	0,4a	8.64	17,75a	383.4	-37.8
16-17	a	21.6	17a	367.2	2a	43.2	19,75a	426.6	-59.4
17-18	a	21.6	18a	388.8	2a	43.2	21,75a	469.8	-81
18-19	a	21.6	19a	410.4	0,5a	10.8	22,25a	480.6	-70.2
19-20	a	21.6	20a	432	0,5a	10.8	22,75a	491.4	-59.4
20-21	a	21.6	21a	453.6	0,5a	10.8	23,25a	502.2	-48.6
21-22	a	21.6	22a	475.2	0,5a	10.8	23,75a	513	-37.8
22-23	a	21.6	23a	496.8	0,125a	2.7	23,875a	515.7	-18.9
23-24	a	21.6	24a	518.4	0,125a	2.7	24a	518.4	0
Total	24a	518.4				518.4	24a		

Le calcul donne :

$$V = |113.4| + |-102.6| + 120 = 336 \text{ m}^3/\text{j}$$

On adapte pour  $V = 500 \text{ m}^3/\text{j}$ .

### Conclusion

En conclusion, par procédé analogue nous avons procédé au calcul de la capacité de tous les réservoirs un récapitulatif des capacités sont présenté dans le tableau 3.8

**Tableau 3.8** : Récapitulatif de dimensionnement

<b>Réservoir</b>	<b>Réservoir projeté (m<sup>3</sup>)</b>
<b>Bni Ksila</b>	1000
<b>RT1-1</b>	25000
<b>Toudja</b>	1000
<b>RT1-2</b>	20000
<b>RT1-3</b>	10000
<b>Thala N'Saboune</b>	500
<b>Assoumath</b>	200

## Introduction

Le chapitre 4 est consacré à l'étude d'adduction qui consiste à dimensionner les conduites nécessaires pour acheminer les eaux prélevées soit de la source vers les réservoirs soit entre les réservoirs, suivant la nature du relief de la région via des conduites.

### 4.1. Type d'adduction

Il existe trois types d'adduction :

**Adduction gravitaire :** On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée (figure 4.1). Elle s'effectue soit par un aqueduc grâce à la pente soit par une conduite forcée où l'écoulement se fait sous pression.

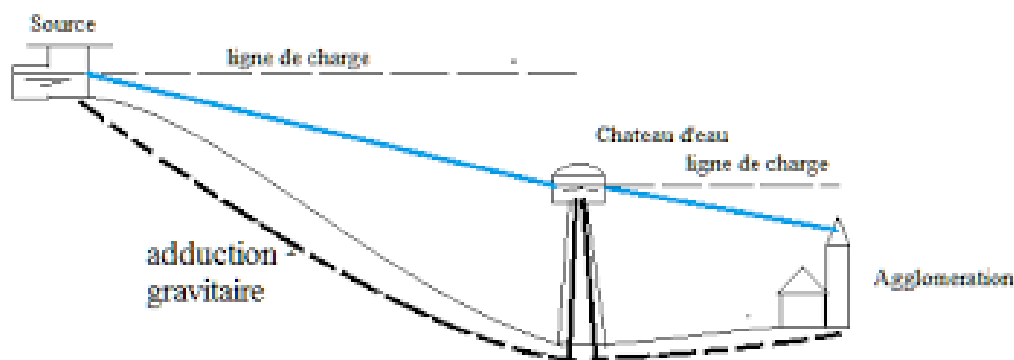


Figure 4.1 : Adduction gravitaire

**Adduction par refoulement :** dans ce cas, captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite de fournir au fluide une énergie qui est assurée par les pompes (figure 4.2).

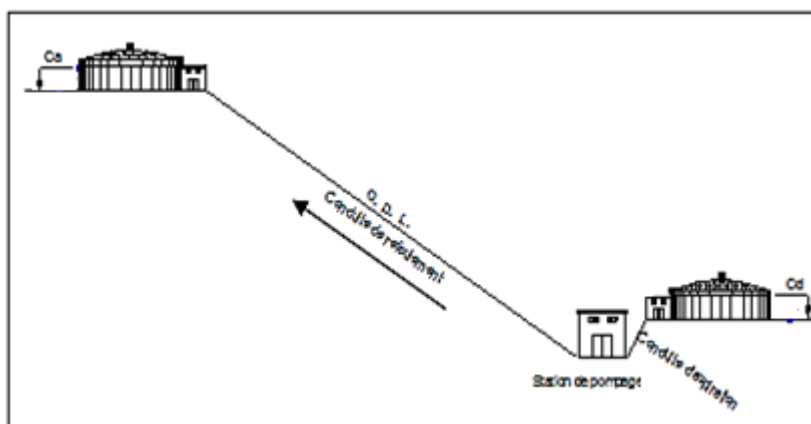


Figure 4.2 ; adduction par refoulement

**Adduction mixte** : c'est une combinaison des deux adductions (gravitaire et refoulement) selon la nature du terrain.

Les types de conduites rencontrées dans notre projets sont données dans le tableau (4.1) , conformément au schéma synoptique de la figure (3.2).

Tronçon	Type de conduite
SDEM_RMC	Adduction par refoulement
RMC_SP1-1	Adduction gravitaire
RMC_BNI KSILA	Adduction gravitaire
SP1-1_RT1-1	Adduction gravitaire
RT1-1_Reservoir Assoumath	Adduction gravitaire
Pt.Bifurcaion_SP1-2	Adduction par refoulement
SP1-2_RT1-2	Adduction par refoulement
RT1-1 Pt.Bifurcation	Adduction gravitaire
RT1-2 RT1-3	Adduction gravitaire
RT1-2 Pt.Bifurcation	Adduction gravitaire
pt.Bifurcation R.Toudja	Adduction gravitaire
R.Toudja R.Toudja Nord	Adduction gravitaire
R.toudja Nord R.Toudja centre	Adduction gravitaire
Pt.Bifurcation SP 12 villages	Adduction gravitaire
RT1-1 R.Assoumath	Adduction gravitaire
pq RT1-3 R.Thala N'saboune	Adduction gravitaire

#### 4.2. Choix du tracé

Le tracé de la conduite de transfert est choisi en se basant sur le résultat de l'étude des variantes et des reconnaissances de terrain.

Le tracé retenue pour notre projet prend naissance à partir de la SDEM est constitué 08 tronçons ;

- Tronçon 1 : Deux conduites parallèles en vont rejoindre le réservoir 50 000 m<sup>3</sup> (RMC) à la côte 320 m NGA sur une colline qui surplombe la SDEM et se situe à l'Est du Village Assoumath. Les conduites de refoulement après avoir traversé la Route Nationale RN 24 vont la longer jusqu'au croisement avec le Chemin communale allant à Assoumath puis directement vers une piste menant au site du réservoir. Le linéaire de ce tronçon de 4 400 ml.

- Tronçon 2 : Du RMC, une conduite va rejoindre un réservoir Tampon RT1-1 implanté à la cote 447 m NGA en passant par la station de pompage SP1-1.
- Tronçon 3 : Deux conduites parallèles sortent du réservoir RT1-1 et vont jusqu'au point de bifurcation. La première, prends la direction vers Timezrit et la seconde en DN 1000 se dirige vers Béjaia (Couloir 2). Le linéaire de ce tronçon est de 3550 ml.
- Tronçon 4 : Du point de bifurcation, la conduite du couloir 1 part vers la station de chloration située au Nord-ouest de Timezrit, en passant par la station de pompage SP1-2 située au Sud d'Agni-Wajed, par les réservoirs RT1-2 situés au sud-ouest de Toudja et enfin par le RT1-3 implanté au Nord Est d'El kseur.
- Tronçon 5 : du RMC, une conduite en PEHD va rejoindre sur un linéaire de 26,5 km la station de reprise SR1 existante de Beni-Ksila en passant par un réservoir Tampon de capacité 1000 m3. Il sera prévu des piquages pour alimenter les villages Nord de Toudja
- Tronçon 6 : du réservoir RT1-1, une conduite va rejoindre alimenté le réservoir terminal implanté à Assoumath sur un linéaire de 2,7 km.
- Tronçon 7 : Du RT1-2, une conduite est projetée pour aller alimenter un réservoir tampon qui surplombe le centre de Toudja. A partir de ce réservoir une conduite en sera projetée pour aller rejoindre les réservoirs Nord et centre de Toudja. Sur cette conduite, il est projeté un piquage à partir duquel une conduite est projetée pour aller rejoindre de la chaine des 12 villages au niveau de SP existante.
- Tronçon 8 : Il prend naissance à partir d'un point de piquage sur la conduite allant vers RT1-3 jusqu'au site d'un réservoir terminal projeté sur un linéaire de 150 ml qui servira à l'alimentation de Thala N'Saboune.

### 4.3. Choix du type des conduites

Pour faire le choix du type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants :

- le contexte du projet de raccordement de la SDEM, notamment l'importance d'une solution fiable à long terme pour le transfert des eaux sur une longueur de l'ordre de 252 km, sur la base d'expériences prouvées,
- les difficultés des travaux de pose de la conduite dans les conditions de terrain données,
- les contraintes d'exploitation et de maintenance de la conduite,
- les références du matériau dans un contexte similaire à celui du projet et notamment par rapport à la durée de vie considérée dans le cadre du projet.

Les différents matériaux de tuyaux entrant en ligne de compte pour le projet peuvent être classés en trois groupes :

- Tuyaux à base de ciment – Béton à âme en tôle (BAT)
- Tuyaux métalliques – Fonte ductile et acier
- Tuyaux en matière plastique – PRV ou GRP (Glass Fibre Reinforced Plastic)

Le Polyéthylène Haute Densité (PEHD) et le Fretté Béton(FB) sont exclus de la comparaison vu la pression de service de 25 bars.

#### 4.4. Equipements du système d'adduction

Les accessoires utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants :

- Les vannes de sectionnement : sont des pièces qui permettent de sectionner, régler et régulariser l'écoulement de l'eau dans le réseau et d'assurer une exploitation rationnelle.
- Les robinet-vannes à opercule : Ce sont des appareils de sectionnement à ouverture ou fermeture totale (figure 4.3). La pièce maîtresse est constituée d'un obturateur, dont une vis de manœuvre assure le déplacement au cours de sa rotation. Elles sont généralement placées sur le réseau tertiaire et le réseau secondaire.



**Figure 4.3 :** Vanne à opercule (<https://www.zetkama.fr/>)

- Les vannes à papillons : Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement (figure 4.4). La pièce maîtresse est un disque appelé papillon qui pivote autour d'un axe perpendiculaire à celui de la canalisation pour en assurer l'ouverture ou la fermeture.



**Figure 4.4 :** Vanne à papillon ( <https://www.pamline.fr/>)

- Les vidanges : sont placées aux points bas du réseau pour assurer la purge des conduites en cas d'entretien du réseau. Une vidange est constituée d'une vanne et d'une conduite de décharge et d'un regard de vidange à partir duquel l'eau est évacuée dans le système d'assainissement pluvial.
- Ventouse : Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation (figure 4.5) et servent à l'évacuation de l'air présent dans les conduites



**Figure 4.5 :** Ventouse (<https://eriser.ma/produi>)

- Les clapets anti-retour : Les clapets anti retour permettent de diriger l'écoulement dans une seule direction. Ils sont installés au palier de pression sur les réseaux et sur les conduites de refoulement, après les pompes
- Crépine ; Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration afin d'empêcher l'introduction des corps étrangers dans la pompe

#### 4.5. Etude technico-économique (Adduction refoulement)

Le dimensionnement de la conduite d'adduction refoulement s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les frais d'amortissement et les frais d'exploitation.

##### 4.5.1 Calcul du diamètre économique

La formule de BONNIN est adoptée pour calculer le diamètre économique soit :

$$D = \sqrt{Q} \quad (4.1)$$

Avec ;

Q : débit véhiculé dans la conduite (l/s),

D : diamètre de la conduite (mm).

##### 4.5.2. Calcule de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante ;

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (4.2)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement (m/s),

Q : débit véhiculé dans la conduite (l/s),

D : diamètre de la conduite (mm).

##### 4.5.3. Calcul des pertes de charge

**Les pertes de charge unitaire (j)** le long d'une conduite, lors du transport d'un débit constant Q, se calculent avec l'expression de Hazen Williams suivante

$$j = 1.218 \times 10^{10} \frac{Q^{1.852}}{chw^{1.852} \times D^{4.871}} \quad (4.3)$$

Avec :

Q : débit

Chw : coefficient de Hazen wiliams,

D : diamètre de la conduite,

**Les pertes de charge linéaire (J)** sont données par :

$$J = j \times L \quad (4.4)$$

Avec :

j : perte de charge unitaire (m/ml)

L : longueur de la conduit (m)

**Les pertes de charge singulière** sont prises égale à 10% des pertes de charge lineaire.

**Les pertes de charge totales** ( $\Delta H$ ) le long de la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et singulières.

#### 4.5.4. Calcul de la hauteur manométrique

Le dimensionnement théorique de la station de pompage s'est fait en tenant compte du débit nominal et de la hauteur manométrique nominale qui est calculée comme suit :

$$HMT = H_g + \Delta H \quad (4.5)$$

Avec :

$H_g$  : Hauteur géométrique ou différence de côtes du refoulement.

$\Delta H$  : Pertes de charge dans la conduite de refoulement et la perte de charge localisée à la station de pompage.

#### 4.5.5. Puissance absorbée par les pompes de refoulement

La puissance absorbée par les pompes de refoulement (en Kw) est donnée par la formule

$$P = \frac{9.81.Q.HMT}{\eta} \quad (4.6)$$

Avec :

$\eta$ : rendement pratique de la pompe, égale = 72%.

#### 4.5.6. Calcul de l'énergie consommée par la pompe

L'énergie consommée annuellement par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$E = P \times T \times 365 \quad (4.8)$$

$E$  : énergie consommée par la pompe en (KWh /an),

$P$  : Puissance absorbée par la pompe (KWh),

$t$  : nombre d'heure de pompage (dans notre projet d'étude  $t=22$ heures).

#### 4.5.7. Coût d'énergie et frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \times P_u \quad (4.9)$$

Avec :

$E$  : Energie consommée par la pompe (Kwh),

$P_u$  : Prix unitaire du kwh, fixé par la SONELGAZ

#### 4.5.8. Evaluation des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement (Fam) sont égaux au prix de revient total de la conduite (P) multiplié par le coefficient d'annuité d'amortissement

$$\text{Fam} = \text{Puc} \times L \times A \quad (4.10)$$

Avec :

Puc : prix par mètre linéaire de la conduite, compte tenu de la pause, fourniture et terrassement (DA),

L : longueur de la conduite,

A : coefficient d'annuité est calculé par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + i \quad (4.11)$$

**i** : taux d'annuité adopté égale à **8%**,

**n** : nombre d'années d'amortissement :28

Donc :

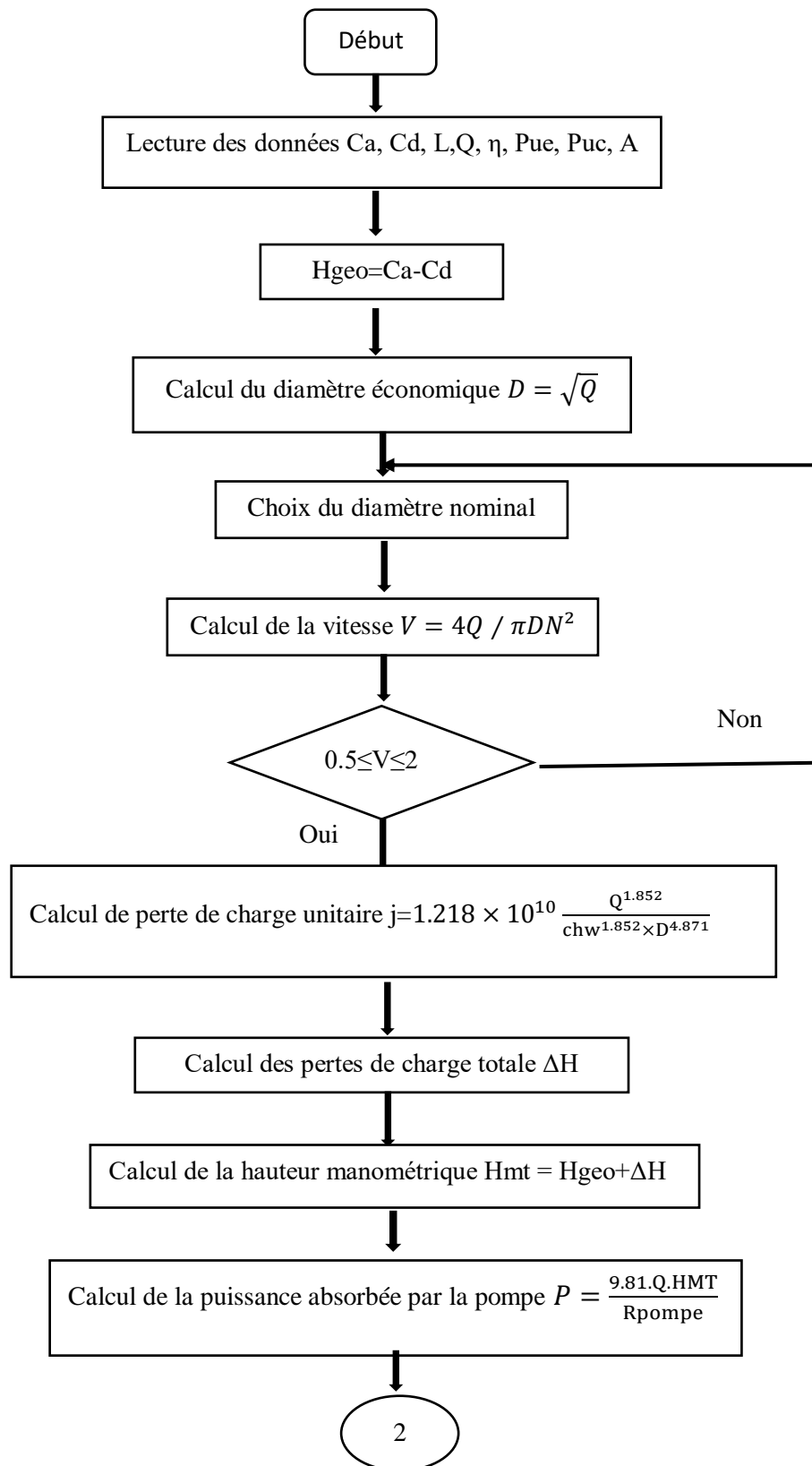
$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^n} + I = 0.089$$

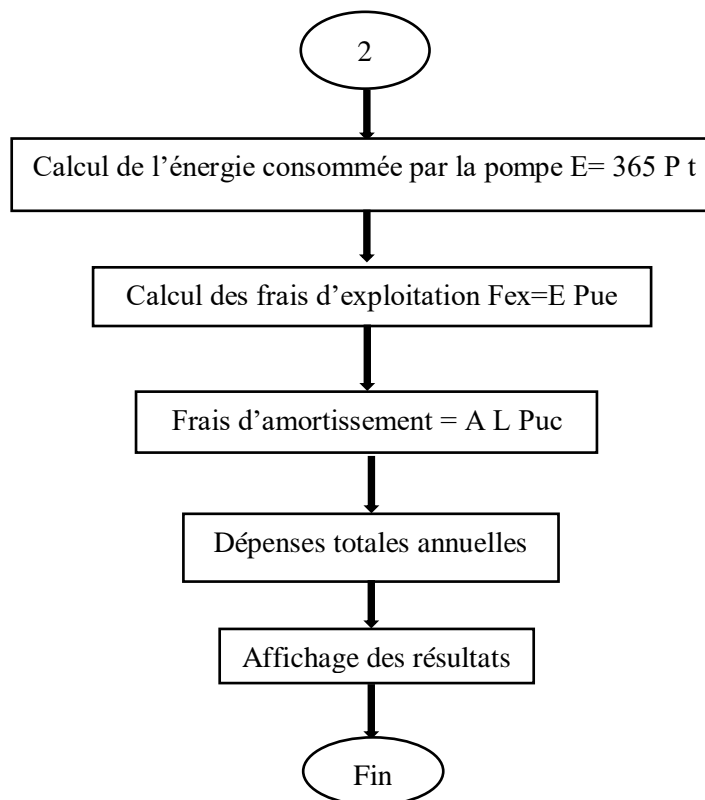
#### 4.5.9. Calcul du bilan des frais

C'est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement

$$\text{BL} = \text{Fexp} + \text{Fam} \quad (4.12)$$

## 4.5.10. Organigramme de calcul des conduites d'adduction par refoulement





#### 4.6. Dimensionnement de conduites d'adduction gravitaires

Le dimensionnement d'une conduite d'adduction gravitaire consiste à calculer les caractéristiques hydrauliques et géométriques nécessaires pour que l'eau s'écoule par gravité, sans pompe, entre deux points.

##### 4.6.1. Hauteur géométrique

La hauteur géométrique est définie par la relation suivante :

$$H_{geo} = C_d - C_a \quad (4.13)$$

Avec :

$C_d$  : cote du radier du réservoir source [m],

$C_a$  : cote du radier du réservoir d'arrivée [m].

##### 4.6.2. Diamètre économique

Plusieurs relations sont utilisées pour la détermination du diamètre économique de la conduite (Dec) en mètre (m), en tenant compte du débit  $Q$  véhiculé par la conduite en  $m^3/s$ , telles que

$$\text{Formule de Bonnin :} \quad Dec = \sqrt{Q} \quad (4.14)$$

$$\text{Formule de Bresse :} \quad Dec = 1.50 \sqrt{Q} \quad (4.15)$$

Formule de Pavlovski :  $1.38Q^{0.48}$  (4.16)

Formule classique :  $Dec=1.24 \sqrt{Q}$  (en prenant V égale 1 m/s) (4.17)

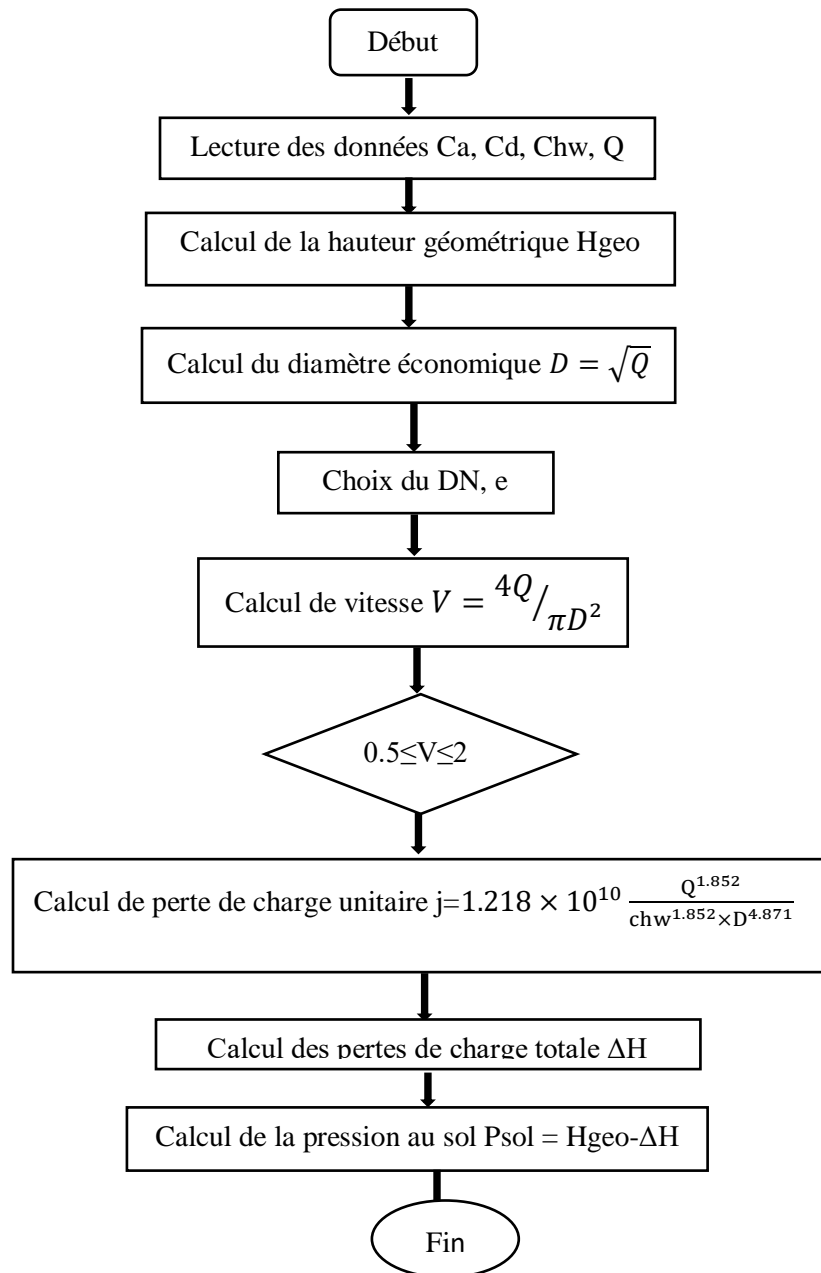
#### 4.6.3. Vitesse d'écoulement

Elle est donnée par la formule (4.2)

La pression au sol est donnée par l'expression suivante

$$P_{sol}=H_{géo}-\Delta H = \text{cote piézométrique} - \text{cote du terrain naturel} \quad (4.19)$$

#### 4.6.4. Organigramme de calcul des conduites d'adduction par gravitaire

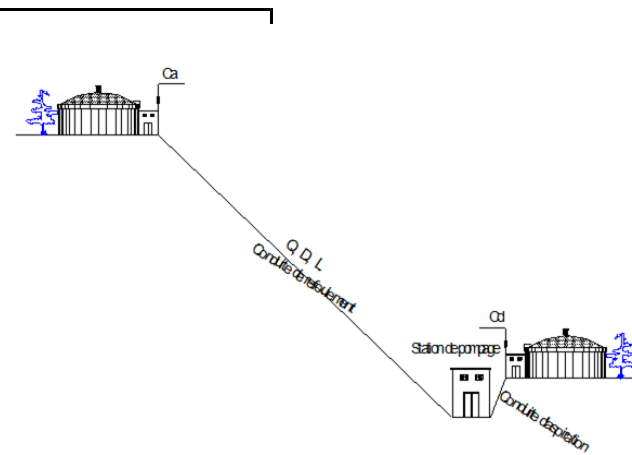


## **4.7. Application aux cas d'étude**

### **4.7.1. Dimensionnement de l'adduction par refoulement**

- **conduite SDEM\_RMC**

Désignation de la variable		Valeur				Unité
Cote de départ	Cd	40.00				m
Cote d'arrivée	Ca	321.00				m
Débit à véhiculer à travers la conduite	Q	1 894.00				l/sec
Longueur de la conduite	L	3 300.00				m
Coefficient de rugosité équivalente	Chw	142.00				
taux d'annuité	i	0.08				
horizon	n	28.00				
Temps de pompage	t	22.00				heures
Pris du kilo watt-heure	Pue	7.50				DA/kwh
Introduire le coefficient (acier)	K	0.10				
rendement de la pompe	$\eta$	0.72				
<b>PHASE DE CALCUL</b>						
Hauteur géométrique	Hgeo	281.00				m
Calcul du diamètre économique	Deco	1 376.23				mm
Choix des diamètres	DN	1 200.00	1 400.00	1 600.00		mm
Epaisseur des conduites	e	1.00	1.00	1.50		mm
Prix du mètre linéaire de la conduite	puc	97 000.00	98 000.00	148 600.00		
Vitesse d'écoulement de l'eau	V	1.67	1.23	0.94		m/sec
<b>TEST DE LA VITESSE</b>		<b>augmente la vitesse</b>	<b>vitesse correcte</b>	<b>vitesse correcte</b>		
annuité	A	0.089	0.089	0.089		
Perte de charge unitaire	j	0.0014812	0.0006991	0.0003648		m/ml
perte de charge lineaire	J	4.8880887	2.3069664	1.2038226		m
perte de charge singulière	J'	0.4888089	0.2306966	0.1203823		m
Pertes de charge totales	$\Delta h$	5.38	2.54	1.32		m
Hauteur manométrique totale	Hmt	286.38	283.54	282.32		m
Puissance absorbée par la pompe	P	7 390.17	7 316.90	7 285.59		Kw
Energie consommée par la pompe	E	59 343 070.11	58 754 723.44	58 503 270.43		Kw/h
frais d'exploitation annuels	Fex	445 073 025.86	440 660 425.81	438 774 528.24		DA
frais d'amortissement annuels	Fam	28 576 318.56	28 870 919.78	43 777 741.63		DA
Dépenses totales annuelles totale		473 649 344.42	469 531 345.59	482 552 269.87		DA



Tableaux 3 : calcule Tronçon SP1-1\_RT1-1

<i>Désignation de la variable</i>	<i>Valeur</i>			<i>Unité</i>
<b>DONNEES DU PROBLEME</b>				
Cote de départ Cd	312.00			m
Cote d'arrivée Ca	444.00			m
Débit à véhiculer à travers la conduite Q	3 788.00			l/sec
Longueur de la conduite L	1 050.00			m
Coefficient de rugosité équivalente Chw	142.00			
taux d'annuité i	0.08			
horizon n	28.00			
Temps de pompage t	22.00			heures
Pris du kilo watt-heure Pue	7.50			DA/kwh
Introduire le coefficient (acier) K	0.10			
rendement de la pompe η	0.72			
<b>PHASE DE CALCUL</b>				
Hauteur géométrique Hgeo	132.00			m
Calcul du diamètre économique Deco	1 946.28			mm
Choix des diamètres DN	1 400.00	1 600.00	1 800.00	mm
Prix du mètre linéaire de la conduite puc	113 000.00	148 600.00	188 000.00	
Vitesse d'écoulement de l'eau V	2.46	1.88	1.49	m/sec
<b>TEST DE LA VITESSE</b>		<b>augmente la vitesse</b>	<b>augmente la vitesse</b>	<b>vitesse correcte</b>
annuité A	0.089	0.089	0.089	
Perte de charge unitaire j	0.0025237	0.0013169	0.0007420	m/ml
perte de charge lineaire J	2.6498676	1.3827555	0.7790789	m
perte de charge singulière J'	0.2649868	0.1382756	0.0779079	m
Pertes de charge totales Δh	2.91	1.52	0.86	m
Hauteur manoétrique totale Hmt	134.91	133.52	132.86	m
Puissance absorbée par la pompe P	6 963.16	6 891.22	6 856.95	Kw
Energie consommée par la pompe E	55 914 158.79	55 336 502.19	55 061 295.46	Kw/h
frais d'exploitation annuels Fex	419 356 190.94	415 023 766.39	412 959 715.95	DA
frais d'amortissement annuels Fam	10 592 253.04	13 929 281.43	17 622 509.48	DA
Dépenses totales annuelles totale	429 948 443.97	428 953 047.82	430 582 225.43	DA

Tableaux 4: calcule Tronçon Pt.Bifurcaion\_SP1-2

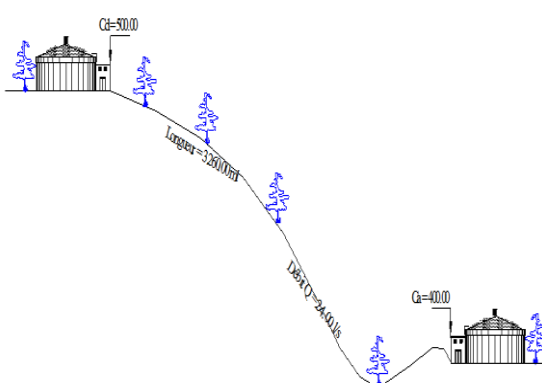
<i>Désignation de la variable</i>	<i>Valeur</i>			<i>Unité</i>
<b>DONNEES DU PROBLEME</b>				
Cote de départ Cd	222.00			m
Cote d'arrivée Ca	396.00			m
Débit à véhiculer à travers la conduite Q	2 546.00			l/sec
Longueur de la conduite L	2 293.00			m
Coefficient de rugosité équivalente Chw	142.00			
taux d'annuité i	0.08			
horizon n	28.00			
Temps de pompage t	22.00			heures
Pris du kilo watt-heure Pue	7.50			DA/kwh
Introduire le coefficient (acier) K	0.10			
rendement de la pompe $\eta$	0.72			
<b>PHASE DE CALCUL</b>				
Hauteur géométrique Hgeo	174.00			m
Calcul du diamètre économique Deco	1 595.62			mm
Choix des diamètres DN	1 400.00	1 600.00	1 800.00	mm
Prix du mètre linéaire de la conduite puc	113 000.00	148 600.00	188 000.00	
Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.65	1.27	1.00	m/sec
<b>TEST DE LA VITESSE</b>		<b>augmente la vitesse</b>	<b>vitesse correcte</b>	<b>vitesse correcte</b>
annuité A	0.089	0.089	0.089	
Perte de charge unitaire j	0.0012091	0.0006309	0.0003555	m/ml
perte de charge lineaire J	2.7725119	1.4467539	0.8151372	m
perte de charge singulière J'	0.2772512	0.1446754	0.0815137	m
Pertes de charge totales $\Delta h$	3.05	1.59	0.90	m
Hauteur manoétrique totale Hmt	177.05	175.59	174.90	m
Puissance absorbée par la pompe P	6 141.72	6 091.13	6 067.03	Kw
Energie consommée par la pompe E	49 318 039.67	48 911 813.94	48 718 280.19	Kw/h
frais d'exploitation annuels Fex	369 885 297.50	366 838 604.59	365 387 101.44	DA
frais d'amortissement annuels Fam	23 131 463.06	30 418 897.44	38 484 204.03	DA
Dépenses totales annuelles totale	393 016 760.56	397 257 502.03	403 871 305.47	DA

Tableaux 5 : calcul Tronçon SP1-2\_RT1-2

<i>Désignation de la variable</i>	<i>Valeur</i>			<i>Unité</i>
<b>DONNEES DU PROBLEME</b>				
Cote de départ Cd	396.00			m
Cote d'arrivée Ca	545.00			m
Débit à véhiculer à travers la conduite Q	2 778.00			l/sec
Longueur de la conduite L	7 564.00			m
Coefficient de rugosité équivalente Chw	142.00			
taux d'annuité i	0.08			
horizon n	28.00			
Temps de pompage t	22.00			heures
Pris du kilo watt-heure Pue	7.50			DA/kwh
Introduire le coefficient (acier) K	0.10			
rendement de la pompe $\eta$	0.72			
<b>PHASE DE CALCUL</b>				
Hauteur géométrique Hgeo	149.00			m
Calcul du diamètre économique Deco	1 666.73			mm
Choix des diamètres DN	1 400.00	1 600.00	1 800.00	mm
Prix du mètre linéaire de la conduite puc	113 000.00	148 600.00	188 000.00	
Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.80	1.38	1.09	m/sec
<b>TEST DE LA VITESSE</b>		<b>augmente la vitesse</b>	<b>vitesse correcte</b>	<b>vitesse correcte</b>
annuité A	0.089	0.089	0.089	
Perte de charge unitaire j	0.0014211	0.0007415	0.0004178	m/ml
perte de charge lineaire J	10.7488807	5.6089875	3.1602434	m
perte de charge singulière J'	1.0748881	0.5608987	0.3160243	m
Pertes de charge totales $\Delta h$	11.82	6.17	3.48	m
Hauteur manométrique totale Hmt	160.82	155.17	152.48	m
Puissance absorbée par la pompe P	6 087.22	5 873.22	5 771.26	Kw
Energie consommée par la pompe E	48 880 375.44	47 161 948.46	46 343 256.77	Kw/h
frais d'exploitation annuels Fex	366 602 815.78	353 714 613.43	347 574 425.78	DA
frais d'amortissement annuels Fam	76 304 573.30	100 343 890.20	126 949 201.60	DA
Dépenses totales annuelles totale	442 907 389.08	454 058 503.64	474 523 627.38	DA

4.7.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire

• Tronçon RMC\_SP1-1

Désignation de la variable	Valeur					Unité
<b>DONNEES DU PROBLEME</b>						
Cote trop plein du reservoir source Cd	321.00					m
Cote trop plein du reservoir arrivé Ca	312.00					m
Débit à véhiculer à travers la conduite Q	3472.00					l/sec
Longueur de la conduite L	1070.00					m
<b>PHASE DE CALCUL</b>						
Hauteur géométrique Hgeo	9.00					m
Calcul du diamètre économique Deco	1863.33					m
Nature du matériaux de la conduite k	acier					m
Introduire le coefficient K	0.10					m
Introduire le diamètre normalisé DN	1600.00	1800.00	2000.00	2200.00		m
Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.73	1.36	1.11	0.91		m/sec
<b>TEST DE LA VITESSE</b>	<b>augmente la vitesse</b>	<b>vitesse correcte</b>	<b>vitesse correcte</b>	<b>vitesse correcte</b>		
Coefficient de rugosité equivalente Chw	142.00	142.00	142.00	142.00		
Perte de charge unitaire j	0.0011207	0.0006314	0.0003780	0.0002376		m/ml
Pertes de charge linéaires J	1.20	0.68	0.40	0.25		m
Pertes de charge singulières J'	0.12	0.07	0.04	0.03		m
Pertes de charge totales Δh	1.32	0.74	0.44	0.28		m
Pression au sol au reservoir d'arrivée Psol	7.68	8.26	8.56	8.72		m

✓ Même procédure pour tous les tronçons en adduction gravitaire et les résultats sont dans les tableaux si dessous

- **Tronçon RT1-1\_PT bifurcation**

N°	Désignation de la variable	RT1-1_PT bifurcation
<b>DONNEES DU PROBLEME</b>		
1	Cote trop plein du réservoir source Cd	442
2	Cote trop plein du réservoir arrivé Ca	222
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	2546
4	Longueur de la conduite L	3500
<b>PHASE DE CALCUL</b>		
5	Hauteur géométrique Hgeo	220
6	Calcul du diamètre économique Deco	1595.619002
7	Nature du matériaux de la conduite k	acier
8	Introduire le coefficient K	0.1
9	Introduire le diamètre normalisé DN	1600
10	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.266276516
11	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	vitesse correcte
12	Coefficient de rugosité équivalente Chw	142
13	Perte de charge unitaire j	0.000630944
14	Pertes de charge linéaires J	2.20830288
15	Pertes de charge singulières J'	0.220830288
16	Pertes de charge totales Δh	2.429133168
17	Pression au sol au réservoir d'arrivée Psol	217.5708668

- **Tronçon RT1-2\_RT1-3**

N°	Désignation de la variable	RT1-2_RT1-3
<b>DONNEES DU PROBLEME</b>		
1	Cote trop plein du réservoir source Cd	544.12
2	Cote trop plein du réservoir arrivé Ca	280
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	2546
4	Longueur de la conduite L	6082
<b>PHASE DE CALCUL</b>		
5	Hauteur géométrique Hgeo	264.12
6	Calcul du diamètre économique Deco	1595.619002
7	Nature du matériaux de la conduite k	acier
8	Introduire le coefficient K	0.1
9	Introduire le diamètre normalisé DN	1600
10	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.266276516
11	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	vitesse correcte
12	Coefficient de rugosité équivalente Chw	142
13	Perte de charge unitaire j	0.000630944
14	Pertes de charge linéaires J	3.837399462
15	Pertes de charge singulières J'	0.383739946
16	Pertes de charge totales Δh	4.221139408
17	Pression au sol au réservoir d'arrivée Psol	259.8988606

- **Tronçon RT1-2\_PT.bifurcation2**

N°	Désignation de la variable	RT1- 2_PT.bifurcation2
<b>DONNEES DU PROBLEME</b>		
1	Cote trop plein du reservoir source Cd	544.12
2	Cote trop plein du réservoir arrivé Ca	540
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	24
4	Longueur de la conduite L	2600
<b>PHASE DE CALCUL</b>		
5	Hauteur géométrique Hgeo	4.12
6	Calcul du diamètre économique Deco	154.9193338
7	Nature du matériaux de la conduite k	PE
8	Introduire le coefficient K	0.01
9	Introduire le diamètre normalisé DN	205
10	Vitesse d'écoulement de l'eau V	0.727132637
11	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	vitesse correcte
12	Coefficient de rugosité équivalente Chw	142
13	Perte de charge unitaire j	0.002484319
14	Pertes de charge linéaires J	6.459230532
15	Pertes de charge singulières J'	0.645923053
16	Pertes de charge totales Δh	7.105153585
17	Pression au sol au reservoir d'arrivée Psol	1.014846415

- **Tronçon Pt.bifurcation2\_R.Toudja**

N°	Désignation de la variable	Pt.bifurcation2_R.Toudja
<b>DONNEES DU PROBLEME</b>		
1	Cote trop plein du reservoir source Cd	540
2	Cote trop plein du reservoir arrivé Ca	510
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	21
4	Longueur de la conduite L	100
<b>PHASE DE CALCUL</b>		
5	Hauteur géométrique Hgeo	30
6	Calcul du diamètre économique Deco	144.9137675
7	Nature du matériaux de la conduite k	PE
8	Introduire le coefficient K	0.01
9	Introduire le diamètre normalisé DN	193
10	Vitesse d'écoulement de l'eau V	0.717818745
11	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	vitesse correcte
12	Coefficient de rugosité equivalente Chw	142
13	Perte de charge unitaire j	0.002602614
14	Pertes de charge linéaires J	0.260261397
15	Pertes de charge singulières J'	0.02602614
16	Pertes de charge totales Δh	0.286287536
17	Pression au sol au reservoir d'arrivée Psol	29.71371246

- **Tronçon R Toudja\_\_R.Toudja Nord.**

N°	Désignation de la variable	R.Toudja__R.Toudja Nord
<b>DONNEES DU PROBLEME</b>		
1	Cote trop plein du reservoir source Cd	510
2	Cote trop plein du reservoir arrivé Ca	466
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	24
4	Longueur de la conduite L	350
<b>PHASE DE CALCUL</b>		
5	Hauteur géométrique Hgeo	44
6	Calcul du diamètre économique Deco	154.9193338
7	Nature du matériaux de la conduite k	PE
8	Introduire le coefficient K	0.01
9	Introduire le diamètre normalisé DN	205
10	Vitesse d'écoulement de l'eau V	0.727132637
11	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	vitesse correcte
12	Coefficient de rugosité equivalente Chw	142
13	Perte de charge unitaire j	0.002484319
14	Pertes de charge linéaires J	0.869511802
15	Pertes de charge singulières J'	0.08695118
16	Pertes de charge totales Δh	0.956462983
17	Pression au sol au reservoir d'arrivée Psol	43.04353702

- **Tronçon R.Toudja\_\_R.Toudja centre**

N°	Désignation de la variable	R.Toudja__R.Toudja centre
<b>DONNEES DU PROBLEME</b>		
1	Cote trop plein du reservoir source Cd	466
2	Cote trop plein du reservoir arrivé Ca	395
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	18
4	Longueur de la conduite L	300
<b>PHASE DE CALCUL</b>		
5	Hauteur géométrique Hgeo	71
6	Calcul du diamètre économique Deco	134.1640786
7	Nature du matériaux de la conduite k	PE
8	Introduire le coefficient K	0.01
9	Introduire le diamètre normalisé DN	164
10	Vitesse d'écoulement de l'eau V	0.852108559
11	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	vitesse correcte
12	Coefficient de rugosité equivalente Chw	142
13	Perte de charge unitaire j	0.00432384
14	Pertes de charge linéaires J	1.297151866
15	Pertes de charge singulières J'	0.129715187
16	Pertes de charge totales Δh	1.426867053
17	Pression au sol au reservoir d'arrivée Psol	69.57313295

- **Tronçon PT.Bifurcation2\_\_SP 12 VILLAGES**

N°	Désignation de la variable	PT.Bifurcation2__SP 12 VILLAGES
	<b>DONNEES DU PROBLEME</b>	
1	Cote trop plein du reservoir source Cd	540
2	Cote trop plein du reservoir arrivé Ca	510
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	3
4	Longueur de la conduite L	2540
	<b>PHASE DE CALCUL</b>	
5	Hauteur géométrique Hgeo	30
6	Calcul du diamètre économique Deco	54.77225575
7	Nature du matériaux de la conduite k	PE
8	Introduire le coefficient K	0.01
9	Introduire le diamètre normalisé DN	74
10	Vitesse d'écoulement de l'eau V	0.6975381
11	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	vitesse correcte
12	Coefficient de rugosité equivalente Chw	144
13	Perte de charge unitaire j	0.007361407
14	Pertes de charge linéaires J	18.69797292
15	Pertes de charge singulières J'	1.869797292
16	Pertes de charge totales Δh	20.56777021
17	Pression au sol au reservoir d'arrivée Psol	9.432229787

- **Tronçon PT.piquage\_\_R.Thalla N'saboune**

N°	Désignation de la variable	PT.piquage__R.Thalla N'saboune
<b>DONNEES DU PROBLEME</b>		
1	Cote trop plein du reservoir source Cd	490
2	Cote trop plein du reservoir arrivé Ca	410
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	6
4	Longueur de la conduite L	150
<b>PHASE DE CALCUL</b>		
5	Hauteur géométrique Hgeo	80
6	Calcul du diamètre économique Deco	77.45966692
7	Nature du matériaux de la conduite k	PE
8	Introduire le coefficient K	0.01
9	Introduire le diamètre normalisé DN	74
10	Vitesse d'écoulement de l'eau V	1.395076199
11	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	vitesse correcte
12	Coefficient de rugosité equivalente Chw	142
13	Perte de charge unitaire j	0.027272044
14	Pertes de charge linéaires J	4.090806548
15	Pertes de charge singulières J'	0.409080655
16	Pertes de charge totales Δh	4.499887203
17	Pression au sol au reservoir d'arrivée Psol	75.5001128

- **Tronçon RMC\_\_R.Bni Ksila**

N°	Désignation de la variable	RMC__R.Bni Ksila
<b>DONNEES DU PROBLEME</b>		
1	Cote trop plein du reservoir source Cd	321
2	Cote trop plein du reservoir arrivé Ca	244
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	30
4	Longueur de la conduite L	500
<b>PHASE DE CALCUL</b>		
5	Hauteur géométrique Hgeo	77
6	Calcul du diamètre économique Deco	173.2050808
7	Nature du matériaux de la conduite k	PE
8	Introduire le coefficient K	0.2
9	Introduire le diamètre normalisé DN	258
10	Vitesse d'écoulement de l'eau V	0.573841511
11	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	vitesse correcte
12	Coefficient de rugosité equivalente Chw	142
13	Perte de charge unitaire j	0.001225288
14	Pertes de charge linéaires J	0.612644099
15	Pertes de charge singulières J'	0.06126441
16	Pertes de charge totales Δh	0.673908509
17	Pression au sol au reservoir d'arrivée Psol	76.32609149

- **Tronçon RT1-1\_R.Assoumath**

N°	Désignation de la variable	RT1-1_R.Assoumath
	<b>DONNEES DU PROBLEME</b>	
1	Cote trop plein du reservoir source Cd	442
2	Cote trop plein du reservoir arrivé Ca	355
3	Débit à véhiculer à travers la conduite Q	3
4	Longueur de la conduite L	2667
	<b>PHASE DE CALCUL</b>	
5	Hauteur géométrique Hgeo	87
6	Calcul du diamètre économique Deco	54.77225575
7	Nature du matériaux de la conduite k	PE
8	Introduire le coefficient K	0.0
9	Introduire le diamètre normalisé DN	74
10	Vitesse d'écoulement de l'eau V	0.6975381
11	<b>TEST DE LA VITESSE</b>	vitesse correcte
12	Coefficient de rugosité equivalente Chw	142
13	Perte de charge unitaire j	0.007554577
14	Pertes de charge linéaires J	20.1480559
15	Pertes de charge singulières J'	2.01480559
16	Pertes de charge totales Δh	22.16286149
17	Pression au sol au reservoir d'arrivée Psol	64.83713851

## Conclusion

Dans ce chapitre dédié à l'adduction, nous avons abordé les principaux aspects de l'étude. Nous avons calculé différents paramètres des 11 tronçons gravitaires et 4 tronçons par refoulement. Après cette analyse, il est maintenant nécessaire de choisir les pompes qui répondront aux conditions d'exploitation souhaitées.



## Introduction

Le chapitre 5 est dédié au dimensionnement des pompes du réseau faisant l'objet d'étude. Ces pompes jouent un rôle essentiel dans le transport de l'eau lorsque les conditions naturelles ne permettent pas un écoulement gravitaire suffisant. Elles permettent de refouler l'eau depuis une source de captage, un puits, une station de traitement, ou un réservoir, vers un point de stockage ou de distribution situé à une altitude plus élevée ou à une distance importante.

### 5.1. Définition d'une pompe

C'est une machine qui permet le plus souvent de transformer l'énergie mécanique d'un moteur en énergie hydraulique afin de :

- faire passer un liquide d'un niveau à un autre niveau plus élevé (pompe de transfert),
- augmenter la pression d'un fluide.

On peut classer les pompes dans la catégorie des actionneurs (convertisseur d'énergie); le fluide peut être :

- recyclé dans un circuit fermé (pompe à huile de voiture)
- renouvelé dans le circuit ouvert (pompe à eau).

### 5.2. Classification des pompes

Les pompes sont classées en deux grandes catégories, à savoir :

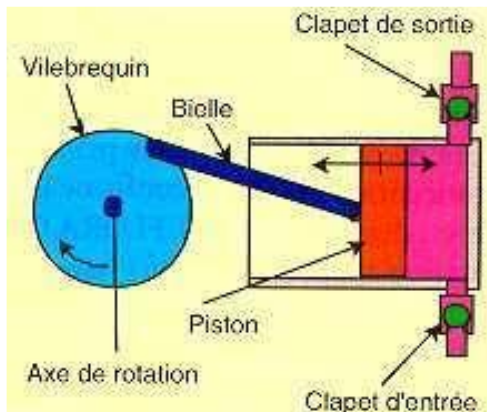
- ❖ **Pompe Centrifuge** : permet de transférer un fluide en le mettant en mouvement grâce à l'énergie mécanique fournie par un moteur. Elle fonctionne selon le principe de la force centrifuge : le fluide entre au centre d'une roue tournante appelée roue ou turbine, puis est projeté vers la périphérie sous l'effet de la rotation. Ce mouvement génère une augmentation de la pression et de la vitesse du fluide, permettant ainsi son refoulement dans le réseau



**Figure 5.1.** Pompe Centrifuge

(<https://www.researchgate.net/>)

- ❖ **Pompe volumétrique** : assure le déplacement d'un fluide en emprisonnant une certaine quantité de liquide dans une chambre fermée, puis en la forçant à s'écouler vers la sortie par un mécanisme mécanique (pistons, engrenages, membranes, etc.). Contrairement à la pompe centrifuge, la pompe volumétrique n'utilise pas la vitesse ou la force centrifuge, mais agit par déplacement direct du volume. Elle délivre un débit constant, presque indépendant de la pression, ce qui la rend particulièrement adaptée aux applications nécessitant une précision élevée ou une pression importante.



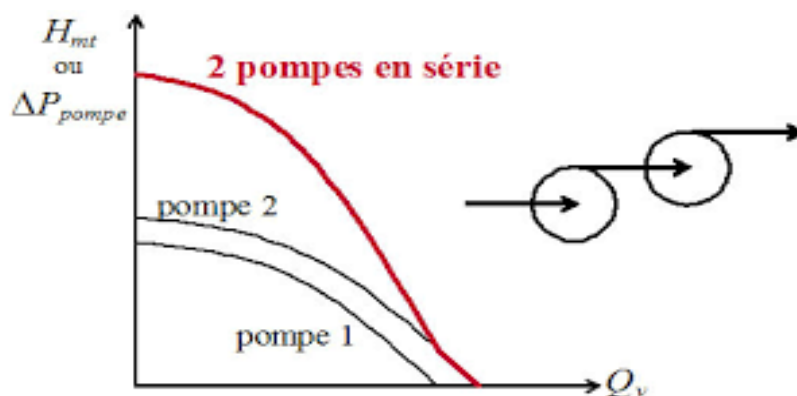
**Figure 5.2.** Pompe Volumétrique

(<https://www.matevi-france.com/fr>)

### 5.3. Couplage des pompes

Il peut s'effectuer en série ou en parallèle.

- **Couplage en série** : Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent (figure 5.3).



**Figure 5.3.** Pompe en série

(<https://elearn.univ-tlemcen.dz/>)

- **Couplage en parallèle** : Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun. Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe. La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe (figure 5.4).

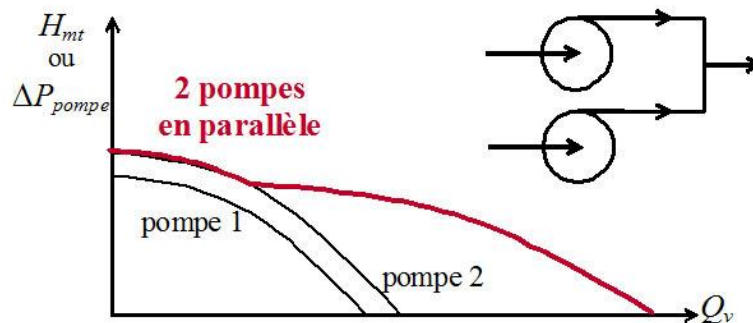


Figure 5.4. Pompe en parallèle

(<https://gpip.cnam.fr/ressources-pedagogiques-ouvertes> )

#### 5.4. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

- **Vitesse de rotation**

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté  $N$ , son unité de mesure est (tr/min)

- **Le débit d'une pompe**

C'est le volume que la pompe doit fournir par unité de temps

- **Hauteur manométrique totale**

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit

$$\text{HMT} = H_g + J_{\text{asp}} + J_{\text{ref}} \quad (5.1)$$

Avec :

HMT : la hauteur manométrique totale en (m) ;

$H_g$  : la hauteur géométrique en (m) ;

$J_{\text{asp}}$  : pertes de charge à l'aspiration en (m) ;

$J_{\text{ref}}$  : pertes de charge au refoulement en (m).

- **Perte de charge**

La pompe devra compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur d'eau exprimée en mètre

### ▪ Puissances

- **Puissance absorbée par la pompe** : C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe, notée par ( $P_a$ ), en [Kw]. Son expression est donnée par :

$$P_a = \frac{\rho \times g \times H \times Q}{\eta}$$

(5.2)

H : la hauteur utile ou manométrique exprime en mètre (m)

Q : débit volumique exprime  $m^3/s$

g : l'accélération de la pesanteur  $g=9.81 m/s^2$

$\eta$  : rendement global de la pompe

$\rho$  : Masse volumique de l'eau ( $kg/m^3$ )

- **Puissance hydraulique (utile)** : C'est la puissance transmise au fluide de la pompe, donnée par :

$$P_u = g \times Q \times H$$

(5.3)

### ▪ Le rendement de la pompe

C'est le rapport de la puissance utile ( $P_u$ ) et la puissance absorbée par la pompe

$$\eta = \frac{P_u}{P_a}$$

(5.4)

## 5.5. Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Ce sont les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, on distingue trois types (figure 5.5) :

- **La courbe débit-hauteur (Q-H)** : elle exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction des débits :  $H = f(Q)$
- **La courbe débit-puissance (Q-P)** : elle exprime les variations des différentes puissances absorbées en fonction des débits :  $P = f(Q)$
- **La courbe débit-rendement (Q-  $\eta$ )** : elle exprime les variations des différents rendements de la pompe en fonction des débits :  $\eta = f(Q)$

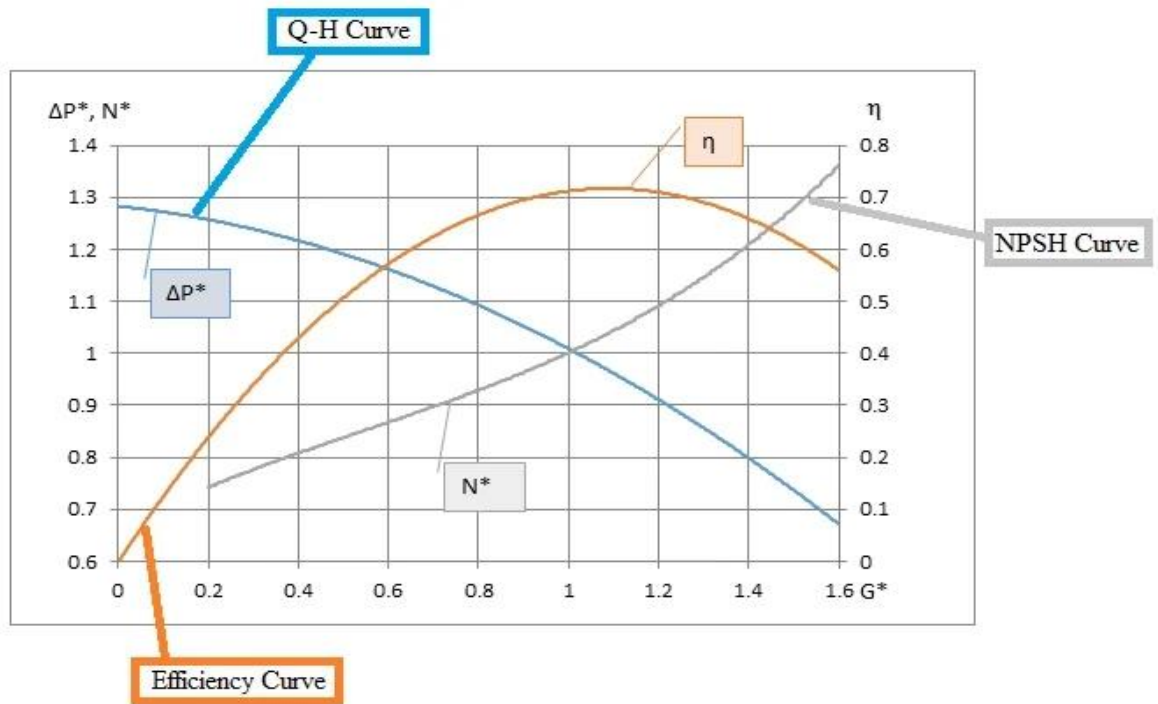


Figure 5.5 : Courbe caractéristiques des pompes

(<https://www.softinway.com>)

## 5.6. Caractéristiques d'une conduite

La courbe caractéristique du réseau hydraulique (ou courbe de conduite) est la représentation graphique qui relie la hauteur manométrique totale Hmt nécessaire pour faire circuler un débit Q d'eau dans une conduite, en tenant compte des pertes de charge (linéaires et singulières) et de la hauteur géométrique. Elle est généralement exprimée sous forme d'une équation quadratique

$$H_{mt} = H_g + RQ^2 \quad (5.5)$$

Avec

$H_g$  : la hauteur géométrique (différence de niveau entre le point d'aspiration et de refoulement),

$R \cdot Q^2$ : les pertes de charge (qui augmentent avec le carré du débit),

Q: le débit (en m<sup>3</sup>/s ou l/s),

R : un coefficient de résistance caractéristique du réseau (fonction de la longueur, du diamètre, de la rugosité, etc.).

Détermination de coefficient de résistance caractéristique du réseau

$$H_{mt} = H_g + Jt \quad (5.6)$$

- $H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;
- $J_t$ : Perte de charge au point considéré (m) ; tel que

$$J_t = 1.10 \times L \times J_u \quad (5.7)$$

Où

$L$  : longueur de la conduite en m

$J_u$  perte de charge unitaire :

$$J_u = \frac{\lambda \times v^2}{2gD} \quad (5.8)$$

$\lambda$  : coefficient de frottement (sans unité)

$v^2$ : vitesse de l'eau dans la conduite (m/s)

$g$ : accélération de la pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>)

$D$  : diamètre intérieur de la conduite (m)

- Et l'expression de la vitesse

$$v = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (5.9)$$

On remplace, ce qui donne

$$J_t = \frac{1.10 \times \lambda \times L \times 8}{g \pi^2 D^5} Q^2$$

Qui s'écrit

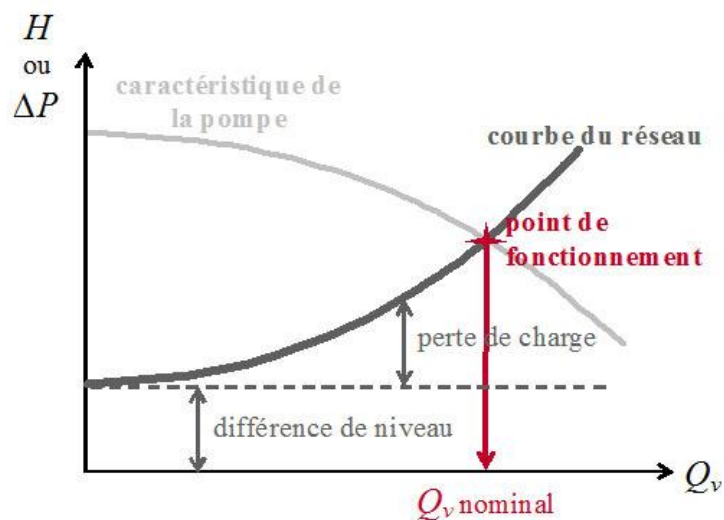
$$H_{mt} = H_g + RQ^2 \quad (5.10)$$

Donc

$$R = \frac{1.10 \times \lambda \times L \times 8}{g \pi^2 D^5} \quad (5.11)$$

### 5.7. Le point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe de la pompe ( $H_p = f(Q)$ ) avec la courbe caractéristique de la conduite ( $H_c = f(Q)$ ); et pour un meilleur fonctionnement. Ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal. Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées  $H$  et  $Q$ , on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications, afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées.



**Figure 5.6 :** Point de fonctionnement d'une pompe  
(<https://gpip.cnam.fr>)

Pour cela quatre cas peuvent se présenter :

- ✓ Régulation par étouffement (Le vannage)

La fermeture de la vanne augmente les pertes de charge et fait déplacer ainsi le point de fonctionnement. Le vannage n'est qu'une solution provisoire, car il diminue le rendement et augmente la consommation

- ✓ Rognage de la roue

Par diminution du diamètre de la roue, il est possible de modifier la caractéristique de la pompe. Cependant, la possibilité de rognage est limitée de 0.5 à 10% pour éviter une dégradation importante du rendement.

- ✓ Réduction du temps de pompage

La méthode consiste à garder le point de fonctionnement obtenu tel qu'il est le débit  $Q$  sera plus grand que le débit désiré ; pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau consistant.

- ✓ Variation de la vitesse de rotation

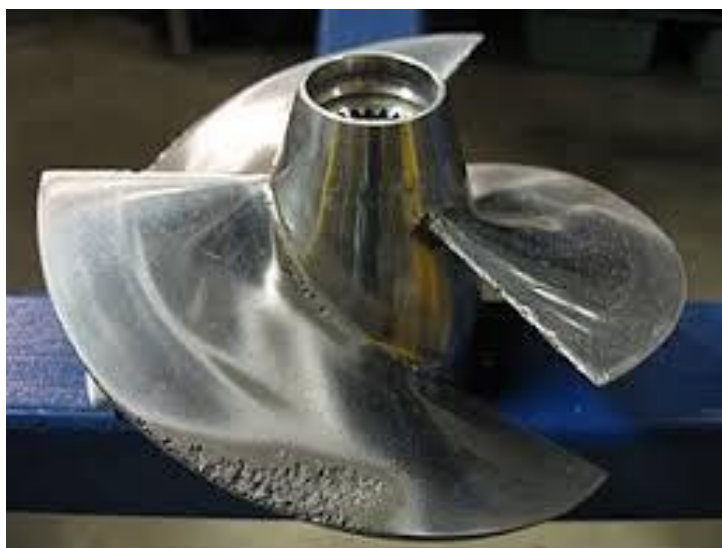
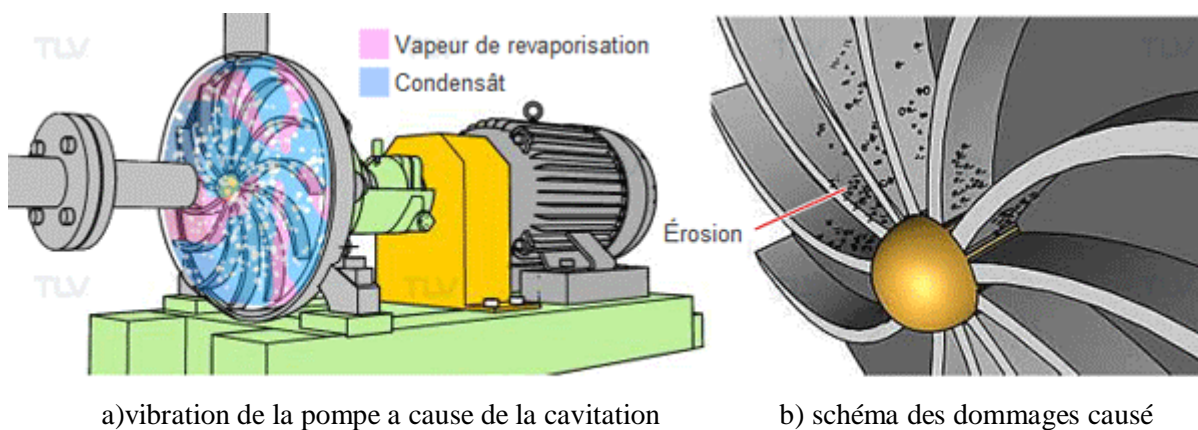
Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

### 5.8 Phénomène de cavitation

La cavitation se produit quand la pression absolue du liquide s'abaisse au-dessous de sa pression de vapeur saturante. La pression de vapeur saturante est fonction de la nature du fluide et de sa température.

Le phénomène de cavitation correspond à une vaporisation du liquide qui se traduit par l'apparition de bulles de gaz au sein du liquide ou contre les parois. La cavitation apparaîtra donc dans les zones où la pression est minimale donc pour une vitesse maximale. Ces zones se situent à l'entrée de la roue au voisinage du bord d'attaque des aubes.

Les effets de la cavitation se manifestent par une baisse des performances de la pompe, par une érosion des pièces métalliques et par de fortes vibrations très préjudiciables à la longévité (durée) de la pompe.



c) image des dommages sur la roue

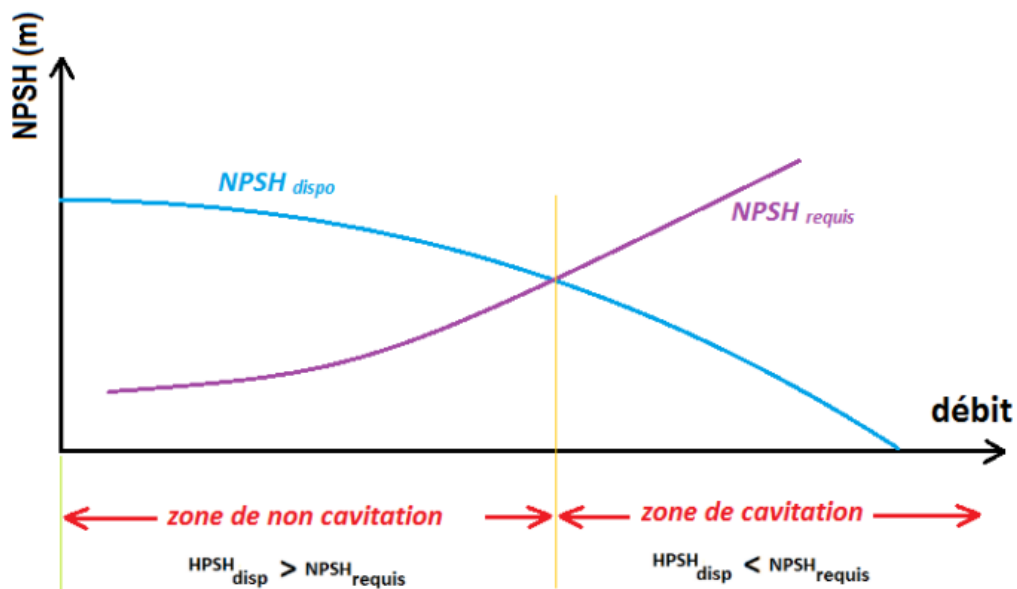
**Figure 5.7** : Phénomène de La cavitation  
(<https://www.encyclopedie-energie.org/>)

La cavitation est caractérisée par le NPSH (Net Positive Suction Head ; hauteur d'aspiration Positive Net) :

La condition de non-cavitation entraîne :  $NPSH_{requis} < NPSH_{disponible}$

Le  $NPSH_{requis}$  dépend seulement des caractéristiques de la pompe et non de celles de l'installation. Il est variable pour chaque pompe en fonction du débit et de la vitesse de rotation. De plus il est toujours positif.  $NPSH_{requis}$  est indépendant de la nature du fluide transféré. Les valeurs de NPSH mentionnées sur la courbe caractéristique de chaque pompe résultent de mesures effectuées avec de l'eau froide.

Le  $NPSH_{disponible}$  qui, pour le même débit, résulte de l'installation, il est obtenu en calculant la pression à l'entrée de la pompe.



**Figure 5.8** : Courbe NPSH

(<https://www.ispm.ac.ma/>)

### 5.9 Applications aux cas d'étude

L'étude analyse la sélection des pompes pour les stations de pompage, en s'appuyant sur les courbes caractéristiques (pompe et réseau). Le choix s'oriente vers des pompes offrant un rendement élevé et une compatibilité optimale avec les conditions hydrauliques spécifiques du couloir. Le couloir 1 comporte deux stations de pompage stratégiquement implantées en fonction de la topographie et des besoins en refoulement. La première station est localisée sur le tronçon RMC – RT1-1. La seconde station, elle est implantée sur le tronçon RT1-1 – RT1-2 comme le montre la figure (1.17).

5.9.1 Tronçon RMC\_RT1-1

a- Caractéristique de la conduite

Le débit en (l/s)	HMT en (m)	Longueur de la conduite en (m)	Diamètre de la conduite en (mm)
3788	137	2120	1800

b- Choix de la pompe

Pour le choix des pompes, nous avons utilisé le logiciel KSB (figure 5.8). En introduisant le débit, la hauteur manométrique et la hauteur géométrique, nous obtenons une pompe Omega 300-700 B SB P F (figure 5.9).



Figure 5.9 : logiciel KSB

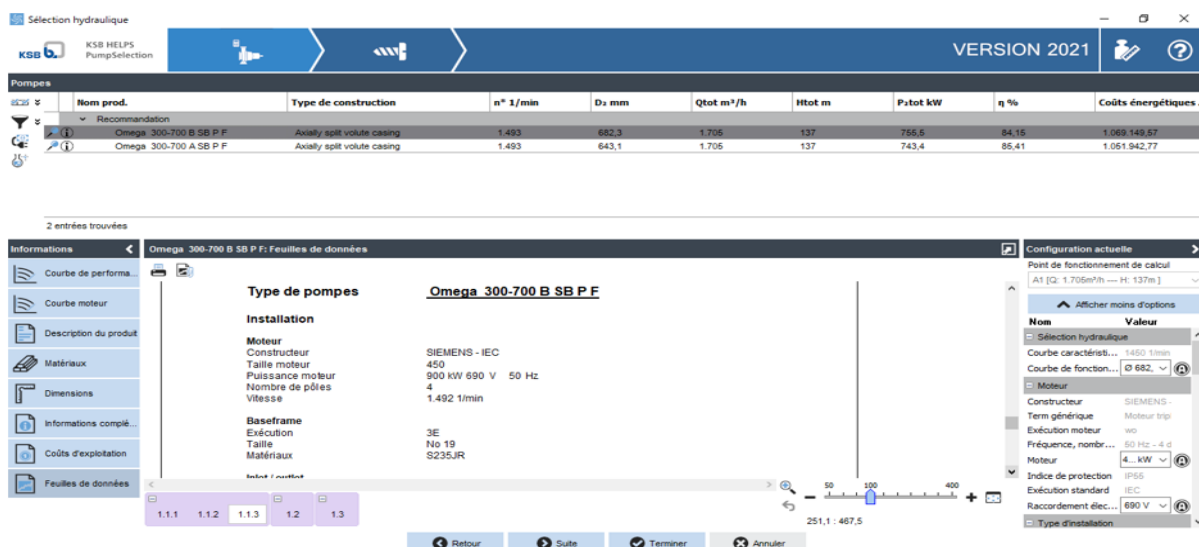


Figure 5.10 : Résultat d'analyse en ksb

La courbe caractéristique de la pompe, la courbe NPSH, du courbe rendement et de la puissance de la pompe sont représentées dans la figure (5.10)

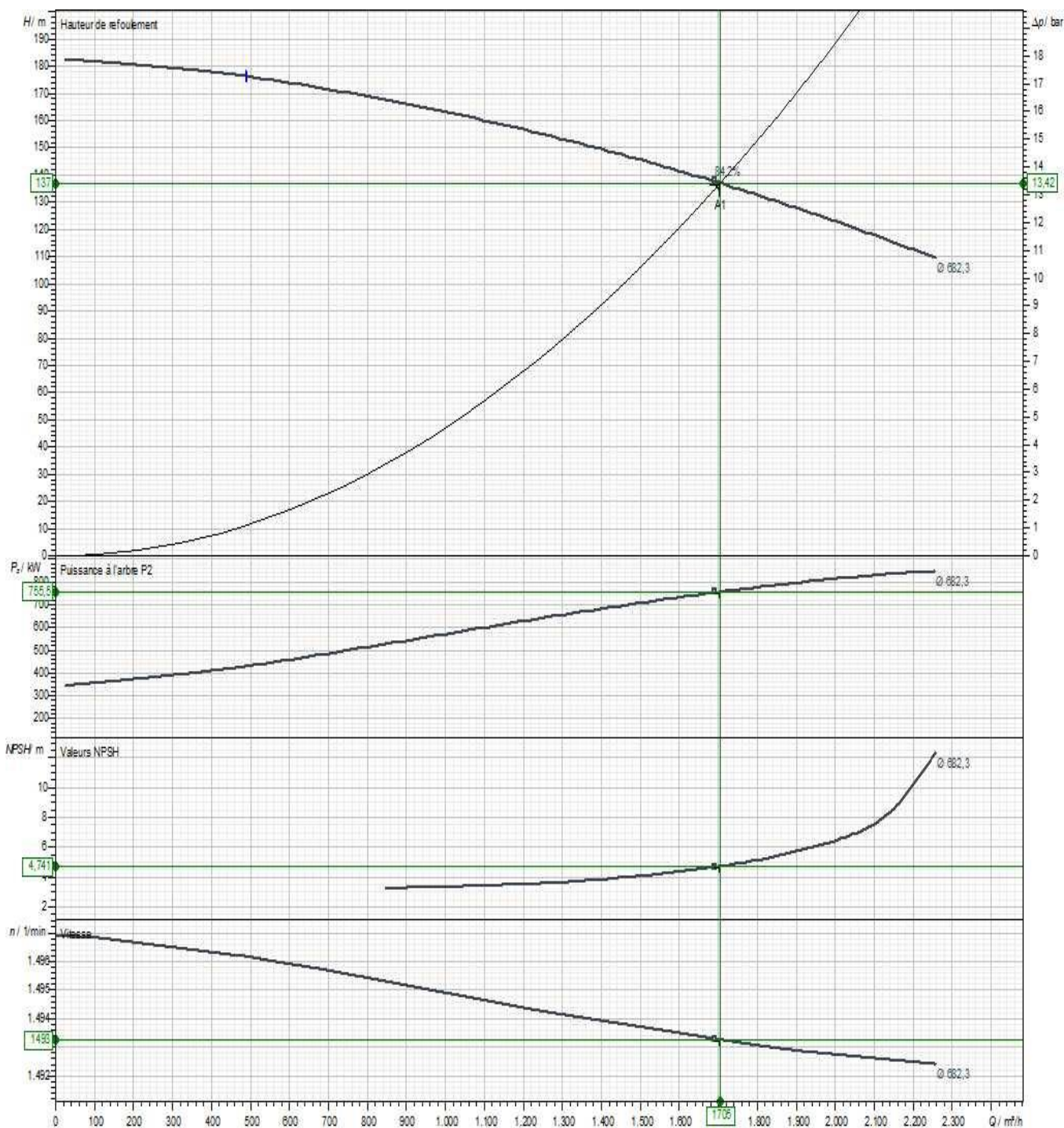


Figure 5.11 : Courbe caractéristique de la pompe donnée par KSB

## c- Courbes caractéristique de la conduite de refoulement

$$H_c = H_{mt} = H_g + RQ^2$$

La résistance hydraulique R calculée par la relation (5.11), soit :

$$R = \frac{1.10 \times \lambda \times l \times 8}{g \times \pi^2 \times D^5}$$

Le coefficient de perte de charge  $\lambda$  est obtenu à partir du diagramme de Moody en fonction du nombre de Reynolds, donné par :

$$Re = \frac{v \times D}{\nu} \quad (5.12)$$

Avec

v : vitesse d'écoulement en m/s,

D : diamètre de la conduite en m,

$\nu$  : viscosité cinématique de l'eau prise à  $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s à une température de 20°C

$$Re = 1.49 \times 1.8 / 10^{-6} \quad (5.13)$$

$Re = 2682000 > 4000$  donc le régime est turbulent

Ce qui donne :  $\lambda = 0.0476$

D'où :

$$R = \frac{1.10 \times 0.0476 \times 2120 \times 8}{9.81 \times 3.14^2 \times 1.8^5} = 4.85$$

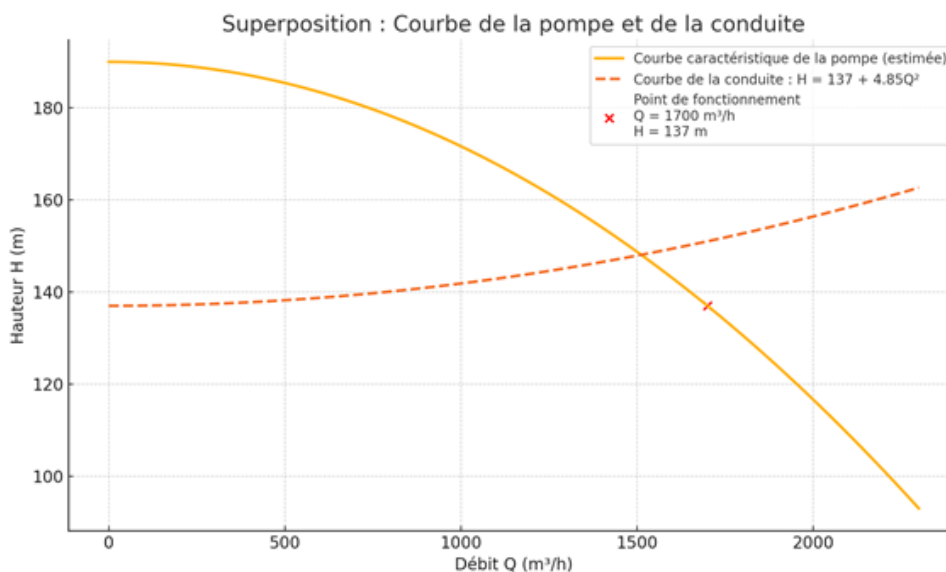
Enfin :

$$H_c = 137 + 4.85 Q^2 \quad (5.14)$$

Les résultats de calcul du point de fonctionnement sont donnés dans le tableau 5.1, et illustrés par la figure 5.11.

**Tableau (5.1):** Différents points de la courbe de la pompe et celle de la conduite

Débit Q (m <sup>3</sup> /h)	Hp pompe (m)	Hc conduite (m)
200	189.266	137.194
300	188.349	137.436
400	187.065	137.776
500	185.415	138.212
600	183.397	138.746
700	181.013	139.376
800	178.262	140.104
900	175.145	140.928
1000	171.660	141.85
1100	167.809	142.868
1200	163.591	143.984
1300	159.006	145.196
1400	154.055	146.506
1500	148.737	147.912
1600	143.051	149.416
1700	137	151.016
1800	130.581	152.714
1900	123.795	154.508
2000	116.643	156.4
2100	109.124	158.388
2200	101.238	160.474
2300	92.986	162.656



**Figure 5.12 :** Détermination point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement correspondant au point d'intersection de la courbe de la pompe et celle du réseau indique un fonctionnement équilibré entre les capacités de la pompe et les exigences du système hydraulique.

### 5.9.2 Tronçon RT1-1 \_RT1-2

#### a- Caractéristique de la conduite

Le débit en (l/s)	HMT en (m)	Longueur de la conduite en (m)	Diamètre de la conduite en (mm)
2778	160	13357	1600

#### b- Choix de la pompe

Pour le choix des pompes, nous avons utilisé logiciel KSB. Après introduction du débit, la hauteur manométrique et la hauteur géométrique, nous obtenons une pompe Omega 300-700 A SB P F (figure 5.13).

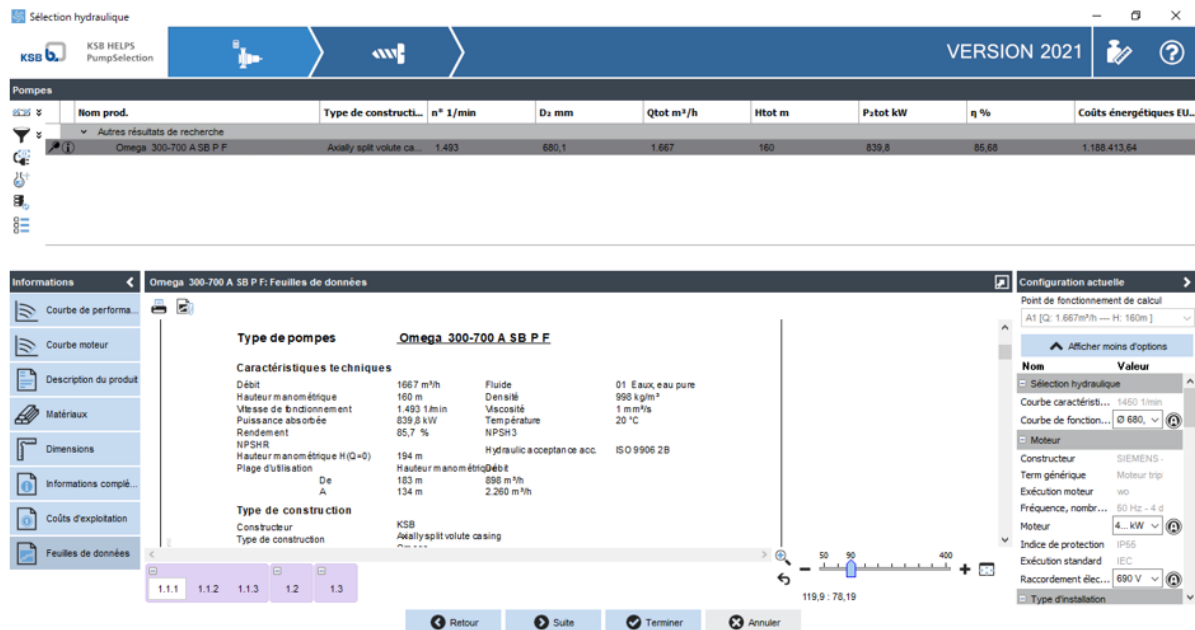


Figure 5.13: Résultat du choix la pompe 2.

La courbe caractéristique de la pompe 2, la courbe NPSH, du rendement et de la puissance de la pompe sont représentées dans la figure (5.14)

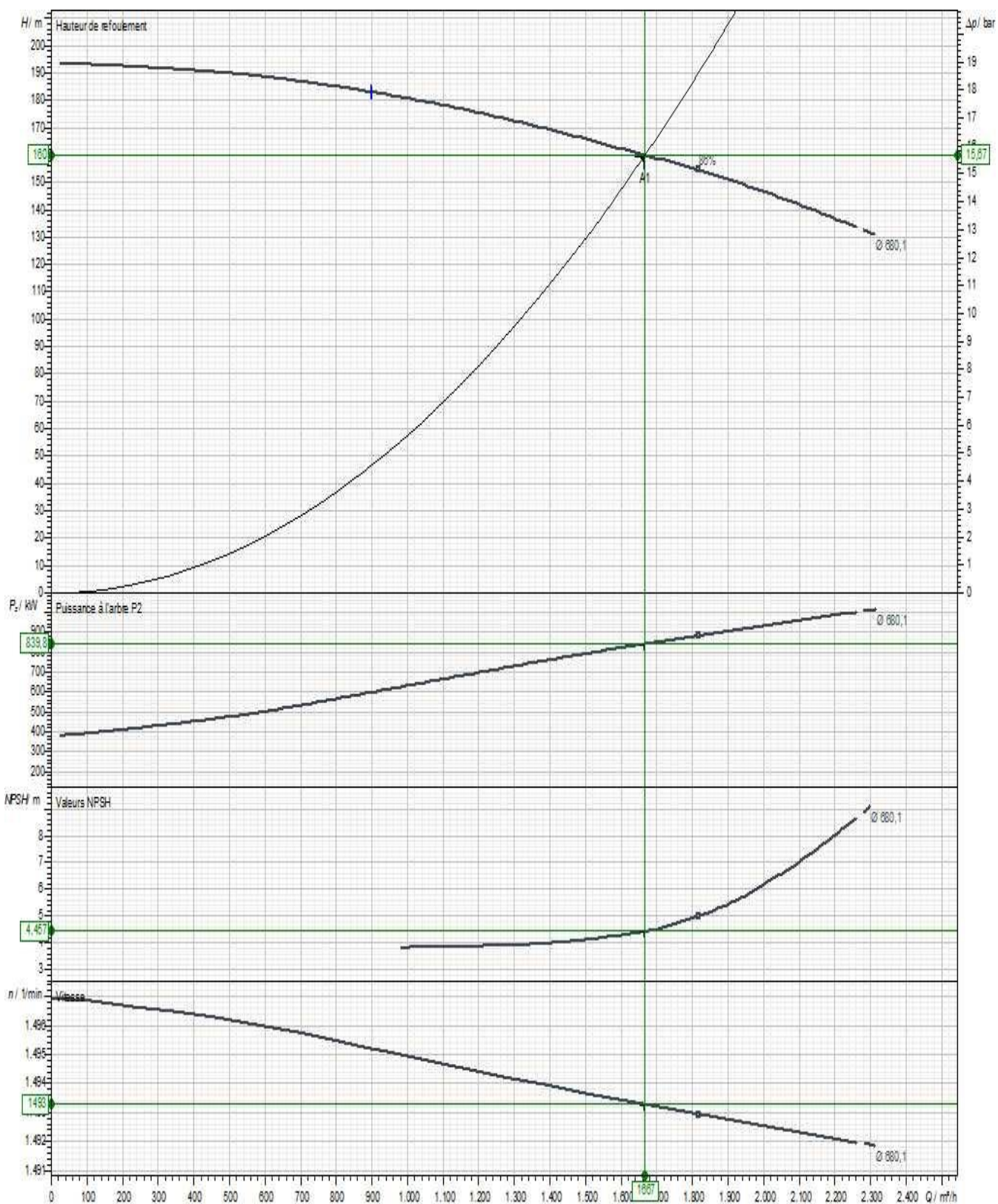


Figure 5.14 : Courbe caractéristique de la pompe donnée par KSB

**c-Courbes caractéristique de la conduite de refoulement**

$$H_c = HMT = 160 + R Q^2 \quad (5.15)$$

Avec :

$$R = \frac{1.10 \times \lambda \times l \times 8}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad (5.16)$$

$R =$

Détermination du nombre de Reynolds

$$Re = \frac{1.38 \times 1.6}{10^{-6}} \quad (5.17)$$

$$Re = 2208000 > 4000 \quad (\text{régime est turbulent})$$

En utilisant le diagramme de Moody on obtient,  $\lambda = 0.055$

Par suite :

$$R = \frac{1.10 \times 0.055 \times 13357 \times 8}{9.81 \times 3.14^2 \times 1.6^5} = 6.37$$

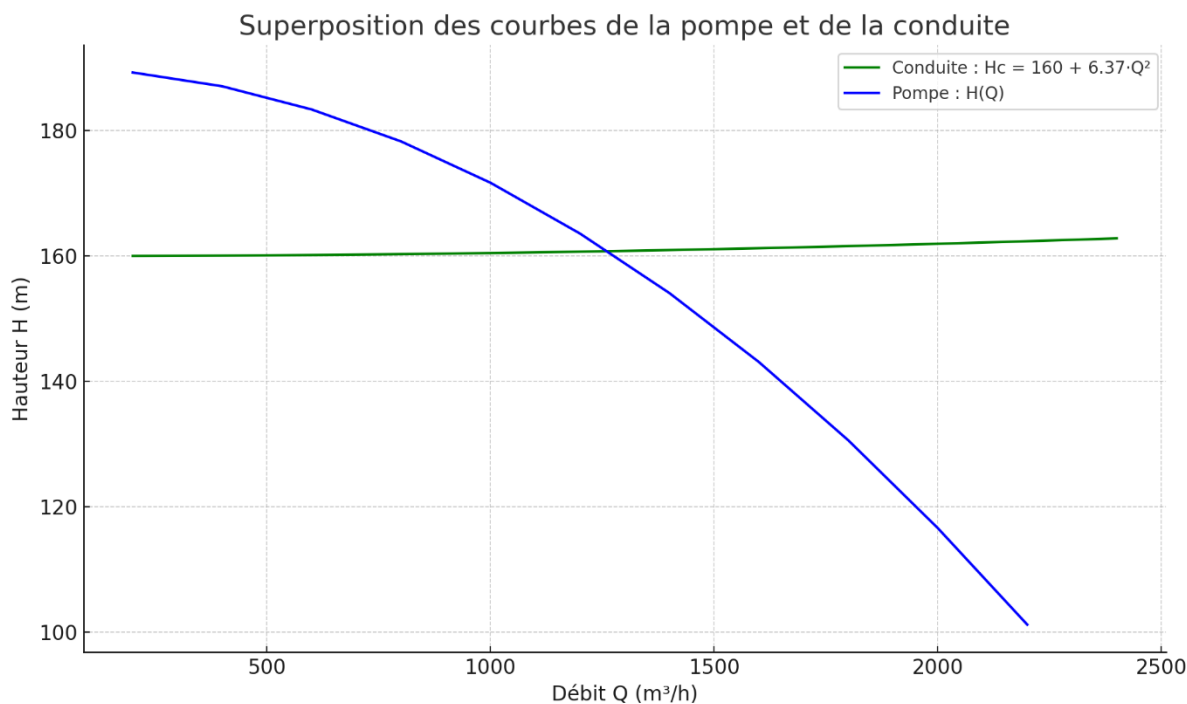
Et enfin :

$$H_c = HMT = 160 + 6.37 Q^2 \quad (5.18)$$

Les résultats de calcul du pont de fonctionnement sont donnés dans le tableau 5.2, et illustrés par la figure 5.15.

**Tableau(5.2)** : les différents points de superposition entre la courbe de la pompe SP1-2 et celle de la conduite

Débit Q (m <sup>3</sup> /h)	H Pompe (m)	H Conduite (m)
200	189.3	160.02
400	187.1	160.08
600	183.4	160.18
800	178.3	160.31
1000	171.7	160.49
1200	163.6	160.71
1400	154.1	160.96
1600	143.1	161.26
1800	130.6	161.59
2000	116.6	161.97
2200	101.2	162.38



**Figure 5.15** : détermination point de fonctionnement de la pompe SP1-2

- Les analyses graphiques montrent que les pompes sélectionnées sont bien adaptées aux conditions de fonctionnement prévues. Le point de fonctionnement se situe dans une zone de rendement optimal, les pertes de charge sont correctement estimées, et le risque de cavitation est maîtrisé.

## Conclusion

Les stations de pompage constituent un maillon essentiel dans les systèmes d'adduction d'eau, notamment lorsque l'alimentation gravitaire ne permet pas de répondre aux exigences topographiques ou de débit. Dans ce chapitre, nous avons abordé les principes fondamentaux du fonctionnement des pompes, leurs classifications, ainsi que les paramètres hydrauliques qui influencent leur performance.

Le choix des pompes a été effectué avec le logiciel KSB pour les deux stations de pompage. Nous avons opté pour huit pompes Omega 300-700 B SB P F pour la station SP1-1 et six pompes Omega 300-700 A SB P F pour la station SP1-2.

La problématique traitée dans le cadre de ce mémoire de fin d'études est consacrée au transfert des eaux de la Station de Dessalement d'Eau de Mer, implantée à Tighremt, dans la commune de Toudja à 30 km à l'ouest de la ville de Béjaïa. Cette usine d'une capacité de production journalière de 300 000 m<sup>3</sup>/jour, bénéficiera à quatre wilayas à savoir : Béjaïa, Bordj Bou Arréridj, Sétif et Bouira. Dans cette étude nous nous sommes intéressés particulièrement au couloir 1 sur les quatre couloirs prévus dans le projet.

Au terme de ce travail, nous pouvons retenir les points essentiels suivants :

L'étude menée à travers ce mémoire a pour objectif principal la planification et le dimensionnement d'un système d'alimentation en eau potable adapté aux besoins présents et futurs de la population de la wilaya de Béjaïa. En tenant compte des caractéristiques géographiques, climatiques, hydrologiques, démographiques et techniques de la région, nous avons pu définir une solution cohérente et durable.

La présentation de la région d'étude a permis de mettre en évidence les contraintes physiques et les potentiels hydriques locaux, notamment les ressources superficielles et souterraines disponibles ainsi que les infrastructures existantes (barrages, oueds, etc.). Cette analyse a constitué une base essentielle pour la suite de l'étude.

L'estimation rigoureuse des besoins en eau a été effectuée à court, moyen et long terme. En intégrant les prévisions démographiques, les dotations journalières par type d'usage et les pertes du réseau, les besoins globaux ont été calculés pour chaque commune concernée, avec une attention particulière portée sur les zones à forte croissance. Les résultats obtenus montrent que les besoins du couloir étudiés s'élèvent à la commune de Bni Ksila est de 31 l/s, et pour la commune de Toudja 33l/s.

le dimensionnement des ouvrages de stockage (réservoirs), en se basant sur les méthodes analytiques et graphiques a permis de calculer les capacités optimales des réservoirs pour garantir une distribution continue. Ainsi, concernant le couloir choisi, 7 réservoirs sont prévus, comme suit :

## CONCLUSION GENERALE

Réservoir	Capacité (m <sup>3</sup> )
<b>Réservoir Bni Ksila</b>	1000
<b>Réservoir RT1-1</b>	25000
<b>Réservoir Toudja</b>	1000
<b>Réservoir RT1-2</b>	20000
<b>Réservoir RT1-3</b>	10000
<b>Réservoir Thala N'Saboune</b>	500
<b>Réservoir Assoumath</b>	200

L'étude de l'adduction a permis d'identifier le type de conduites à utiliser et cela en fonction du type d'écoulement (gravitaire, par refoulement), des contraintes de pression, de la durée de vie, des coûts d'investissement et d'exploitation. Ainsi, selon que l'on a une adduction gravitaire ou par refoulement nous avons opté selon les tronçons pour les conduites suivante :

Tronçon	Type d'adduction	Nature de la conduite	Diamètre (mm)
SDEM_RMC	Adduction par refoulement	Acier	1400
RMC_SP1-1	Adduction gravitaire	Acier	1800
RMC_BNI KSILA	Adduction gravitaire	PE	258
SP1-1_RT1-1	Adduction gravitaire	Acier	1800
RT1-1_Reservoir Assoumath	Adduction gravitaire	PE	74
Pt.Bifurcaion_SP1-2	Adduction par refoulement	Acier	1600
SP1-2_RT1-2	Adduction par refoulement	Acier	1600
RT1-1_Pt.Bifurcation	Adduction gravitaire	Acier	1000
RT1-2_RT1-3	Adduction gravitaire	Acier	1600
RT1-2_Pt.Bifurcation	Adduction gravitaire	PEHD	205
Pt .Bifurcation _R.Toudja	Adduction gravitaire	PEHD	193
R.Toudja _R.Toudja Nord	Adduction gravitaire	PE	205
R.toudja_Nord_R.Toudja Centre	Adduction gravitaire	PE	164
Pt Bifurcations_ 12 villages	Adduction gravitaire	PE	74
RT1-1_R.Assoumath	Adduction gravitaire	PE	74
Pq RT1-3_R.Thala N'saboune	Adduction gravitaire	PE	90

## *CONCLUSION GENERALE*

Du fait de l'existence d'une adduction par refoulement, nous avons procéder au choix des pompes qui auront pour rôle de surélévation de l'eau d'un point bas à un point plus haut. L'approche méthodologique a intégré le calcul des caractéristiques hydrauliques (HMT, puissance absorbée, rendement) et l'analyse des points de fonctionnement via les courbes caractéristiques des pompes et des conduites. À partir des données de débit et de la hauteur manométrique, des pompes centrifuges de type Omega 300-700 ont été sélectionnées à l'aide du logiciel KSB, garantissant une adéquation optimale entre le système de refoulement et les performances requises. Huit pompes Omega 300-700 B SB P F pour la station SP1-1 et six pompes Omega 300-700 A SB P F pour la station SP1-2

Cette étude nous a permis une immersion dans le domaine pratique en adoptant pour notre projet la démarche de l'ingénieur basée sur une solution technico-économique, qui intègre les principes de durabilité, de la sécurité hydraulique et d'optimisation économique.

- [1] Direction des Statistiques de la Wilaya de Béjaïa. (2022). Annuaire statistique de la wilaya de Béjaïa – année 2021.
- [2] Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). (2003). Carte d'évapotranspiration de l'Algérie (1965–2002).
- [3] Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). (2005). Découpage des limites des grands bassins et sous-bassins versants.
- [4] Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). (2006). Carte des pluies moyennes annuelles de l'Algérie du Nord (Échelle 1/500 000).
- [5] Institut National de la Recherche Agronomique d'Algérie (INRAA). (2015). Étude sur les eaux souterraines.
- [6] HYBACO\_AGC. (s.d.). Étude d'avant-projet détaillé pour le raccordement aval de la station de dessalement d'eau de mer de Béjaïa (capacité 300000 m<sup>3</sup>/j).
- [7] Flandrin, M. J. M. M., & Aymé, M. (1952). Carte géologique de l'Algérie au 1/500 000.
- [8] Seltzer, R. (1946). Études climatologiques (graphique ombro-thermique, période 1913–1938).
- [9] Auzende, J., et al. (1975). Étude tectonique de l'Algérie du Nord – zone de collision Afrique–Eurasie.
- [10] Bouzelha, K. (2023–2024). Cours d'alimentation en eau potable.
- [11] Tissoula, H., & Hammou, S. (s.d.). Renforcement de l'alimentation en eau potable des communes de Yatafen et Iboudraren à partir de Oued el Djemaa (Wilaya de Tizi-Ouzou).
- [12] Bouricha, M., & Zennouche, N. (s.d.). Renforcement en eau potable des villages de la commune de Chabet El Aneur, Wilaya de Boumerdès.

## WEBO-GRAPHIE

<https://www.okbob.net/>

<https://lic38.webnode.fr/>

<https://www.tarekdata.com/>

## *REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE*

<https://www.ummt0.dz/vrp/>

<https://fr.wikipedia.org>

<https://www.jeune-independant.net/>

<https://earth.google.com/>

<https://www.google.com/maps/>

<https://zetkama.fr>,

<https://pamline.fr>,

<https://eriser.ma>

<https://softinway.com>

## Annexe 1 : Critères du climat méditerranéen selon la classification de Köppen-Geiger (1936)

Code	Description	Valeurs des paramètres
C	<a href="#">Climat tempéré</a>	Température moyenne du mois le plus froid comprise entre $-3\text{ °C}$ et $18\text{ °C}$ ; Température moyenne du mois le plus chaud $> 10\text{ °C}$ ; Les saisons été et hiver sont bien définies
s	Saison sèche en été	Précipitations du mois estival le plus sec $< 40\text{ mm}$ ; et $< 1/3$ du mois hivernal le plus humide
a	été chaud	Température moyenne du mois le plus chaud $> 22\text{ °C}$



## ANNEXES

Annex 3 : Données de l'évaporation au niveau du barrage d'Ighil- Emda (période : 1946-1953, n: 8 ans)

Bge IGHIL EMDA - Oued : AGRIOUN

Code ANRH: 030201 - Coord= X=731,00 - Y= 356,20 - Z= 490 m - BAC COLORADO

N°	AN	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Ev,an,
1	1946	50,0	67,0	127	120	208	273	291	254	210	130	69,0	71,0	1 870
2	1947	68,0	61,0	105	117	167	201	208	245	183	102	78,0	40,0	1 575
3	1948	40,0	36,0	53,0	138	127	204	257	267	162	99,0	48,0	34,0	1 465
4	1949	50,0	66,0	65,0	66,0	125	255	314	208	235	112	75,0	35,0	1 606
5	1950	65,0	64,0	62,0	114	143	213	310	254	102	102	102,0	68,0	1 599
6	1951	25,0	59,0	133	123	140	225	288	260	138	65	63,0	31,0	1 550
7	1952	56,0	59,0	87,0	111	155	153	248	217	252	105	33,0	43,0	1 519
8	1953	47,0	50,0	71,0	87,0	149	173	238	255	156	93,0	35,0	78,0	1 432
Moyenne:		50	58	88	110	152	212	269	245	180	101	63	50	1577
Répart, [%]:		3,2	3,7	5,6	6,9	9,6	13,5	17,1	15,5	11,4	6,4	4,0	3,2	100
Ecart- type:		13,7	10,3	30,6	22,6	26,6	39,5	37,4	21,1	50,5	18,3	23,4	19,0	134
Cv:		0,27	0,18	0,35	0,21	0,18	0,19	0,14	0,09	0,28	0,18	0,37	0,38	0,08
i,conf 80%:		6,6	5,0	14,8	10,9	12,9	19,1	18,1	10,2	24,4	8,9	11,3	9,2	64,6

## ANNEXES

Annex 4 : Données climatiques à la station de Bejaia (Site web : tutiempo.net, période : 1983-2022)  
 Données fournies par la station météorologique : 604020 (DAAE)  
 Latitude : **36.71** | Longitude : **5.06** | Altitude : **2 m**

Année	T	TM	Tm	PP	V	RA	SN	TS	FG	TN	GR
Unité	° C	° C	° C	mm	km/s	jours	jours	jours	jours	jours	jours
1983	17,9	23,2	13,4	260	15,4	58	0	11	2	0	0
1984	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1985	17,7	22,3	13,7	698	17,5	86	1	27	2	0	1
1986	17,5	22,5	13,4	914	17,0	106	0	27	2	0	0
1987	18,2	23,2	13,9	742	15,7	90	0	28	2	0	2
1988	17,7	22,7	13,5	723	13,7	80	0	28	2	0	0
1989	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1990	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1991	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1992	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1993	17,1	22,2	13,1	598	11,2	67	0	24	0	0	0
1994	18,6	23,7	14,4	-	11,7	61	0	28	1	0	1
1995	18,0	23,1	13,7	691	11,8	64	0	27	0	0	1
1996	17,8	22,5	13,6	809	-	89	1	19	1	0	0
1997	18,4	23,2	14,3	624	-	60	0	26	2	0	0
1998	17,6	22,5	13,5	818	-	79	1	26	0	1	1
1999	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2000	18,1	23,3	13,5	-	10,9	61	0	24	1	0	1
2001	18,4	23,5	13,8	-	-	66	1	31	0	1	0
2002	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2003	18,7	23,3	14,5	871	12,2	111	1	45	2	0	1
2004	17,9	23	13,6	790	10,8	91	1	29	3	0	0
2005	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2006	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2007	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2008	18,1	23,2	13,8	679	10,6	85	0	33	2	0	1
2009	18,3	23,6	13,8	1016	12,5	106	0	43	0	0	3
2010	18,0	23,1	13,6	774	12,9	101	0	39	0	0	1
2011	18,1	23,3	13,9	789	11,0	99	0	29	1	0	0
2012	18,0	23,6	13,6	1373	10,0	93	2	37	1	0	2
2013	17,7	22,9	13,4	917	9,4	120	0	45	2	1	5
2014	18,6	24	14,2	730	11,1	79	0	37	0	0	1
2015	18,3	23,7	13,8	509	8,5	75	1	39	2	0	2
2016	18,7	23,8	14,1	679	7,6	85	0	38	1	1	2
2017	18,4	23,2	14	822	13,3	82	0	33	1	0	2
2018	18,2	22,6	13,8	807	13,1	98	0	36	0	0	0
2019	18,2	23	13,6	737	13,4	86	0	49	1	0	0
2020	18,0	22,8	13,3	638	11,4	80	1	41	0	0	0
2021	18,6	23	14,1	606	11,3	96	0	44	1	0	2
2022	19,0	24,1	14,4	368	11,6	79	0	46	2	0	0
Moyenne	18,1	23,1	13,8	740	12,1	84,4	0,3	33,0	1,1	0,1	1,0
nbre d'années	31	31	31	28	27	31	31	31	31	31	31

Symbole des tableaux de données climatiques ci-dessous:

- T     Température moyenne annuelle en °C;
- TM    Température maximale moyenne annuelle °C;
- Tm    Température minimale moyenne annuelle °C;
- PP    Précipitation totale annuelle de pluie et/ou neige fondue en mm ;
- V     Vitesse moyenne annuelle du vent en km/h ;
- RA    Total jours de pluie durant l'année en jours ;
- SN    Total jours de neige durant l'année en jours ;
- TS    Total jours de tempête durant l'année en jours ;
- FG    Total jours de brouillard durant l'année en jours ;
- TN    Total jours de tornades ou nuages en entonnoir durant l'année en jours ;
- GR    Total jours de grêle durant l'année en jours ;

ANNEXES

Annex 5 : Situation actualisée de la population par zones de dispersion (RGPH2020)

Commune	Population Total	Population en agglomération					Zone éparse (ZA)	
		Agglomération Chef-lieu (ACL)		Zone agglomérée		Total Population agglomérée	Nbre Dist 2021	Population
		Nbre Dist 2021	Population (ACL)	Nbre Dist 2021	Population (AS)			
Seddouk	22 441	17	17 229	5	2 882	20 111	3	1 231
M'cisna	8 664	4	3 699	6	1 215	4 914	1	315
Amalou	9 386	5	3 713	11	6 358	10 071	1	206
Bouhamza	9 959	6	5 392	6	4 940	10 332	2	947
<b>Total Daira</b>	<b>50 450</b>	<b>32</b>	<b>30 033</b>	<b>28</b>	<b>15 395</b>	<b>45 428</b>	<b>7</b>	<b>2 699</b>
Tazmalt	33 834	28	29 401	2	2 098	31 499	4	2 335
Beni Mellikeche	8 872	9	8 115	0	0	8 115	3	757
Boudjellil	20 118	9	5 011	11	10 323	15 334	9	4 784
<b>Total Daira</b>	<b>62 824</b>	<b>46</b>	<b>42 527</b>	<b>13</b>	<b>12 421</b>	<b>54 948</b>	<b>16</b>	<b>7 876</b>
Chemini	16 889	11	10 261	7	6 542	16 803	1	86
Souk Oufella	9 518	6	5 690	4	3 480	9 170	1	348
Tibane	5 342	6	5 319	0	0	5 319	1	23
Akfadou	7 241	7	6 257	2	805	7 062	1	179
<b>Total Daira</b>	<b>38 990</b>	<b>30</b>	<b>27 527</b>	<b>13</b>	<b>10 827</b>	<b>38 354</b>	<b>4</b>	<b>636</b>
Barbacha	15 899	3	2 985	15	11 526	14 511	4	1 388
Kendira	6 690	1	1 197	5	3 562	4 759	5	1 931
<b>Total Daira</b>	<b>22 589</b>	<b>4</b>	<b>4 182</b>	<b>20</b>	<b>15 088</b>	<b>19 270</b>	<b>9</b>	<b>3 319</b>
Ouzellaguene	27 869	29	25 568	4	1 665	27 233	3	636
<b>Total Daira</b>	<b>27 869</b>	<b>29</b>	<b>25 568</b>	<b>4</b>	<b>1 665</b>	<b>27 233</b>	<b>3</b>	<b>636</b>
Sidi Aich	16 079	14	14 768	3	1 311	16 079	0	0
Tinebdhar	6 175	6	5 950	0	0	5 950	1	225
Tifra	7 912	1	610	8	6 966	7 576	1	336
Sidi Ayad	6 479	3	3 230	3	2 452	5 682	2	797
El flaye	6 555	6	6 309	0	0	6 309	1	246
<b>Total Daira</b>	<b>43 200</b>	<b>30</b>	<b>30 867</b>	<b>14</b>	<b>10 729</b>	<b>41 596</b>	<b>5</b>	<b>1 604</b>
El kseur	36 018	29	28 956	1	1 140	30 096	11	5 922
Fenaia El Mathen	14 179	4	4 261	11	9 239	13 500	1	679
Toudja	11 499	4	3 164	10	5 834	8 998	5	2 501
<b>Total Daira</b>	<b>61 696</b>	<b>37</b>	<b>36 381</b>	<b>22</b>	<b>16 213</b>	<b>52 594</b>	<b>17</b>	<b>9 102</b>
Kherrata	44 545	7	5 080	30	31 365	36 445	15	8 100
Draa El Gaid	32 149	2	1 890	22	20 276	22 166	18	9 983
<b>Total Daira</b>	<b>76 694</b>	<b>9</b>	<b>6 970</b>	<b>52</b>	<b>51 641</b>	<b>58 611</b>	<b>33</b>	<b>18 083</b>
Beni Maouche	14 563	6	6 179	12	7 105	13 284	4	1 279
<b>Total Daira</b>	<b>14 563</b>	<b>6</b>	<b>6 179</b>	<b>12</b>	<b>7 105</b>	<b>13 284</b>	<b>4</b>	<b>1 279</b>
<b>Total Wilaya</b>	<b>1 104 408</b>	<b>693</b>	<b>681 808</b>	<b>502</b>	<b>324 641</b>	<b>1 006 449</b>	<b>232</b>	<b>97 959</b>

## ANNEXES

### Annex 6 : CLASSIFICATION SISMIQUE DES WILAYAS ET COMMUNES D'ALGERIE RPA

#### 2024 Chapter A. ZONAGE SISMIQUE : WILAYAS & COMMUNES

6	<p><b>BEJAÏA</b></p> <p>Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B</p> <p>Groupe de communes B Toudja, Adekar, Taourirt Ighil, El Kseur, Fenaia Ilmaten, Thinabdher, Tifra, Akfadou, Chemini, Tibane, Souk Oufella, Ouzellaguen, Boudjellil, Ighil Ali, Beni Ksila</p>	<p>VI</p> <p>V</p>
---	---	--------------------

Annex7 diagramme de Moody

