

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Université d'El-Oued**

**FACULTE DES SCIENCE ET  
TECHNOLOGI**



**DEPARTEMENT DES  
SCIENCES ET TECHNOLOGIE**

**FILIERE D'HYDRAULIQUE**

**MEMOIRE**

Présenté en vue de l'obtention du diplôme Licence (LMD) en Hydraulique

Option: gestion des ressources en eau

**THEME**

**Etude de L'Alimentation en eau potable  
de la commune de Tendla (W-El Oued)**

Encadré par :  
Khater Ibtissem

Présenté par :  
Aribi Saliha  
Heblatou Kamilia

Promotion : juin 2014

# ***REMERCIEMENT***

*« Avant toute chose, nous remercions DIEU qui nous a donné la force, la volonté et le courage pour accomplir ce modeste travail ».*

Nous exprimons toute gratitude à notre encadreur **Khater**

**Ibtissem et Abed. K Ouakaouake .**

pour ses conseils pendant notre travail de fin d'étude.

Toutes nos expressions de gratitude et de reconnaissance

vont vers les membres du jury. Nos remerciements vont

également à l'ensemble es bureau d'étude pour la formulation

qu'ils nous ont donné durant notre cycle d'étude. Enfin nous

remercions, avec toute la suprême sincérité tout ceux qui ont aidé

de près ou de loin à terminer et réaliser notre projet de fin d'étude

# SOMMAIRE

	<i>page</i>
<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	
<i>Chapitre I : présentation de la zone d'étude</i>	
I-1- INTRODUCTION	2
I-2-Caractéristique géographiques	2
I -2-1- Situation géographique	2
I -2-2- Situation administrative	2
I -2-3- Topographie	4
I-3- Présentation de la région d'étude	4
I-3-1- Situation géographique	4
I-3-2-Relief	5
I-3-3-Climat	5
I-3-4- Pluviométrie	6
I-3-5-Température	6
I-3-6-Vents	6
I-3-7- Evaporation	6
I-4-CONCLUSION	6
<i>Chapitre II : Estimation des besoins en eau</i>	
II-1- INTRODUCTION	7
II-2-Situation Socio Economique	7
II-2-1-Agriculture	7
II-2-2-Industrie	7
II-3-Ressources d'alimentation	7
II-4 –Capacité de stockage	8
II-5-Situation démographique:	8
II-6 étude des besoins en eau	10
II-6-1 Les besoins domestiques	10
II-6-2 Les besoins d'équipements	11
II-6-3 Estimation des besoins totaux	13
II-7etude de la variation des débits	14

II-7-1 Débit maximal journalier	14
II-7-2 Débit pointe	15
II-8 CONCLUSION	16
<b><i>Chapitre III: Etude général des réservoirs</i></b>	
III-1- INTRODUCTION	17
III-2- rôle du réservoir	17
III-3 –emplacement du réservoir	17
III-4-principe de fonctionnement	18
III-5 –classification des réservoirs	18
III-6-constructions des réservoirs	18
III-7 –les équipements des réservoirs	19
III-7-1 Conduite d’adduction	19
III-7-2 Robinet – flotteur	19
III-7-3 Conduite du trop plein	19
III-7-4 Conduite by-pass	19
III-7- 5 Conduite de vidange	20
III-7-6 La réserve d’incendie	20
III-7-7 Départ de la conduite de distribution	20
III-8Choix du type de réservoir	21
III -9- Détermination de la capacité du réservoir	21
III-9-1 Principe de calcul	21
III-9-2Détermination analytique de la capacité de réservoir	21
III-10-CONCLUSION	24
<b><i>ChapitreI V: Calcul hydraulique du Réseau de distribution</i></b>	
IV-1 INTRODUCTION	25
IV-2 les types de réseau	25
IV-2-1 Les réseaux maillés	25
IV-2-2 Réseaux ramifiés	26
IV-2-3 Réseaux mixte	26
IV-3-principe de trace d'un réseau	27
IV -4-choix de matériaux de conduite	27
IV-5 Conduites en fonte	27

<i>IV-5-1</i> Conduites en acier	28
<i>IV-5-2</i> -Conduites en PVC(Polychlorure de vinyle non plastifié)	28
<i>IV-5-3</i> Conduites en PEHD (Polyéthylène haut densité )	28
<i>IV -6</i> -calcul hydraulique	29
<i>IV-6-1</i> Détermination des débits	29
<i>IV-6-1-1</i> Débit spécifique	29
<i>IV-6 -1-2</i> Débit en route	29
<i>IV-6-1-3</i> Débit aux nœuds	30
<i>IV-7</i> - calcul du réseau par le logiciel « EPANET »	35
<i>IV-7-1</i> Méthode de calcul	35
<i>IV-7-2</i> Formule de perte utilisée charge	35
<i>IV-7-3</i> Calcul des pressions de service du réseau (au sol )	35
<i>IV-7-4</i> résultat de calcul	37
<i>IV-8</i> -CONCLUION	39

## *Liste des Tableaux*

<b>Nombre de Tableau</b>	<b>Chapitre I : présentation de la zone d'etude (Titre de Tableau).</b>	<b>Page</b>
Tableau (N° 01)	Répartition de population de commune de Tendla	4
<b>Nombre de Tableau</b>	<b>Chapitre II: Estimation des besoins en eau</b>	
Tableau (N°01)	caractéristique du forage	8
Tableau (N° 02)	estimation de la population	9
Tableau (N° 03)	Surface, existantes et les surface extensibles pour chaque secteur	9
Tableau (N° 04)	Estimation du besoin domestique	11
Tableau (N° 05)	Estimation du besoin des équipements (secteur I)	11
Tableau (N° 06)	Estimation du besoin des équipements (secteur II)	12
Tableau (N° 07)	Estimation du besoin des équipements proposés 2015 (secteur I)	12
Tableau (N° 08)	Estimation du besoin des équipements proposés 2015 (secteur II)	13
Tableau (N° 09)	Estimation du besoin des équipements totaux	13
Tableau (N° 09)	Estimation du besoin des totaux	13
Tableau	Estimation des débits moyens majorés	14

(N°09)		
Tableau (N°10)	Estimation des débits maximal journalier	15
Tableau (N° 11)	valeurs de $\beta$	15
Tableau (N° 12)	calculer la valeur du coefficiende	16
Tableau (N° 13)	Estimation des débits de pointe	16
	<b>Chapitre III: Etude général des réservoirs</b>	
Tableau (N° 1)	Détermination de la capacité du réservoir	24
	<b><i>Chapitre IV :Calcul hydraulique du Réseau de distribution</i></b>	
Tableau (N° 1)	Détermination de débit spécifique pour les deux secteurs	29
Tableau (N°2 )	Détermination de débit en route pour les tronçons principales des maille (secteur I)	30
Tableau (N°3 )	Détermination de débit en route pour les tronçon de ramification nœuds (1,2) (secteurI)	30
Tableau (N°4)	Détermination de débit en route pour les tronçons de ramifications nœuds (3,4) (secteur I)	31
Tableau (N°5)	Détermination de débit en route pour les tronçons de ramifications nœuds (5) (secteur I)	31
Tableau (N°6)	Détermination de débit en route pour les tronçon de ramifications nœuds (6) (secteur I)	32
Tableau (N°7)	Détermination de débit en route pour les tronçons principeux des maille (secteur II)	33
Tableau (N°8)	Détermination de débit en route pour les tronçons de ramification nœuds (1,2) (secteurII)	33
Tableau (N°9)	Détermination de débit en route pour les tronçons de ramification nœuds (4,5) (secteur II)	34

Tableau (N°10)	Détermination de débit aux nœuds pour le cas secteur I	35
Tableau (N°11)	Détermination de débit aux nœuds pour le cas secteur II	35
Tableau ( N°12)	résultat de calcul ( Secteur 1)	37
Tableau (N°13)	résultat de calcul ( Secteur 1)	38

## *Liste des Figures*

<b>Nombre de Figure</b>	<b>Chapitre I : présentation de la zone d'étude (Titre de Figure).</b>	<b>Page</b>
Figure (N° 01)	Situation géographique de la région oued souf d'après Encaria (2006)	3
Figure (N° 02)	Situation Géographique de la ville de Tendla	5
	<b>Chapitre II: Estimation des besoins en eau</b>	
Figure (N° 01)	réseau d'alimentation en eau potable de la commune Tendla	10
	<b>Chapitre III: Etude général des réservoirs</b>	
Figure (N° 01)	Conduite de by-pass	19
Figure (N° 02)	Exemple d'une réserve d'incendie	20
Figure (N° 03)	La conduite de distribution	20
	<b>Chapitre IV : calcul du réseau de distribution</b>	
Figure (N° 01)	Réseau maillé	25
Figure (N° 02)	Réseau ramifié	26
Figure (N° 03)	Réparation de vitesse et la pression	39

# INTRODUCTION GENERALE

---

L'eau constitue une denrée essentielle dans la vie de tout individu. Donc, sa maîtrise et sa disponibilité en quantité suffisante et en qualité doivent être une des premières préoccupations d'une quelconque agglomération. Mais, l'amenée de l'eau, son traitement, son stockage, et sa distribution, représentent des capitaux considérables à mobiliser.

A cet égard, dans le domaine de l'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent, l'un de ces techniques est l'alimentation en eau potable. Le réseau de distribution d'eau potable est un ensemble de conduites interconnectées fonctionnant sous pression, et qui assurent l'alimentation de la ville à partir des réservoirs. Le système d'alimentation de ce réseau doit permettre de fournir le débit de consommation variable à une pression relativement constante.

Le but de ce travail est de concevoir un réseau d'alimentation en eau potable concerne la commune Tendla , elle est située au Nord de la ville d'El-Oued. De même il est question de procéder au dimensionnement des ouvrages accompagnant ce réseau d'AEP.

L'étude de besoin en eau, le tracé de réseau de distribution, son dimensionnement, la conduite d'adduction, et le choix des pompes ont fait l'objet d'une analyse des données réelles de cette agglomération.

Nous avons essayés dans notre étude, de donner des bonnes propositions pour un meilleur réseau de distribution des eaux potables vers tous les consommateurs. Notre mémoire est subdivisé en trois chapitres qui sont :

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Chapitre III : Etude général des réservoirs

Chapitre IV : calcul du réseau de distribution

## **I.1. Introduction**

Souf vient du nom berbère désignant rivière ou Oued. Fait partie de la vallée du Souf, dite région du Bas-Sahara à cause de sa faible altitude, elle est située au Sud-Est du pays et englobe 30 communes, elle s'étend sur 3000 km<sup>2</sup> dans une configuration géologique caractérisée par une topographie plane, monotone (oscillant entre 20 et 120 m d'altitude) et sans exutoire, elle a une superficie de 44586.80 km<sup>2</sup> et compte 731500 habitant en 2006 (l'encyclopédie libre, 2009)

## **I.2. Caractéristique géographiques :**

### **I.2.1. Situation géographique:**

La wilaya d'el Oued, est située au sud-Est de l'Algérie, et de Nord-Est du Sahara septentrional elle est limitée par les wilayas suivantes:

- Au Nord par Biskra, Khenchla, Tebessaa ;
- au Nord-Ouest par Djelfa ;
- au Sud et Sud-Ouest par Ouargla ;
- à l'Est par la Tunisie ;

Géographiquement El Oued est limitée par les coordonnées suivantes :

- Longitudes  $X_1 = 05^{\circ}30'$  et  $X_2 = 07^{\circ}00'$  Est
- Latitudes  $Y_1 = 35^{\circ}30'$  et  $Y_2 = 37^{\circ}00'$  Nord

### **I.2.2. Situation administrative:**

La wilaya d'El Oued occupe une superficie de 44586,80km<sup>2</sup>avec une population de 731500 habitants, Elle se divise en :

- 1) région de Oued Righ englobe 08 communes.
- 2) région de Oued Souf englobe 22communes.

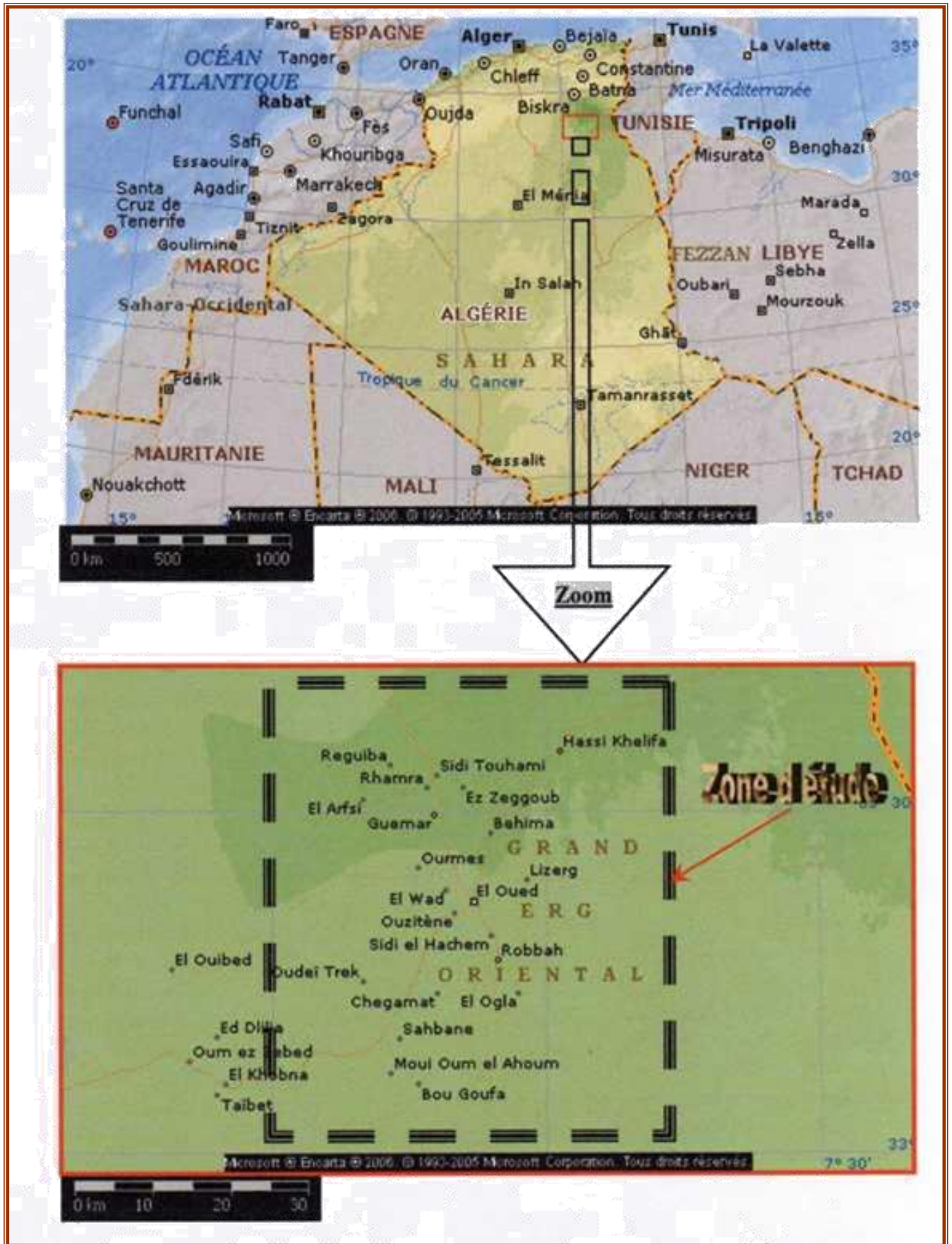


Figure I.1 : situation géographique de la région Oued Souf (Encarta 2006)

### I.2.3. Topographie:

La région de Oued Souf appelée aussi région du Bas-Sahara à cause de la faible altitude est située au Sud-Est du pays- Le point le haut se trouve à la cote 125m à la commune de Essoualah, alors que le point le plus bas se trouve à la cote 29m à la commune de Réguiba (Foulia).

L'altitude moyenne de la région est de 80 mètres et accuse une diminution notable du Sud vers le Nord pour être de 25 mètres au dessous du niveau de la mer dans la zone des Chotts qui occupent le fond de l'immense bassin du bas Sahara. (A.N.R.H : 2005).

### I.3. Présentation de la région d'étude:

La zone d'étude appartenant à la commune Tendla ,est une ville algérienne, située dans le daïra de Djamaa et la wilaya d'El Oued.

La ville s'étend sur 978 km<sup>2</sup> et compte 9 193 habitants depuis le dernier recensement de la population. La densité de population est de 9,4 habitants par km<sup>2</sup> sur la ville.

Entourée par Djamaa, Sidi Slimane et Sidi Khellil, Tendla est située à 16 km au Nord-Est de Djamaa la plus grande ville à proximité.

Située à 15 mètres d'altitude, la ville de Tendla a pour coordonnées géographiques Latitude: 33° 40' 31" Nord Longitude: 6° 2' 2" Est.

#### I.3.1. Situation géographique.

La commune Tandla situé dans la partie nord du mandat de la vallée, en passant par la Route Nationale N° 03 le lien entre la vallée de Biskra, à l'écart de d' W El-oued 230 km, délimité par:

- Au nord par la wilaya de Sidi Khellil.
- Au sud par la commune de Djamaa et la commune de M'rara.
- A l'est par la commune de Reguiba.
- A l'ouest par la commune de Besbese, Wilaya de Biskra.

En 2008 la population de la commune était de 9217 habitants répartie comme suit (recensement 2008)

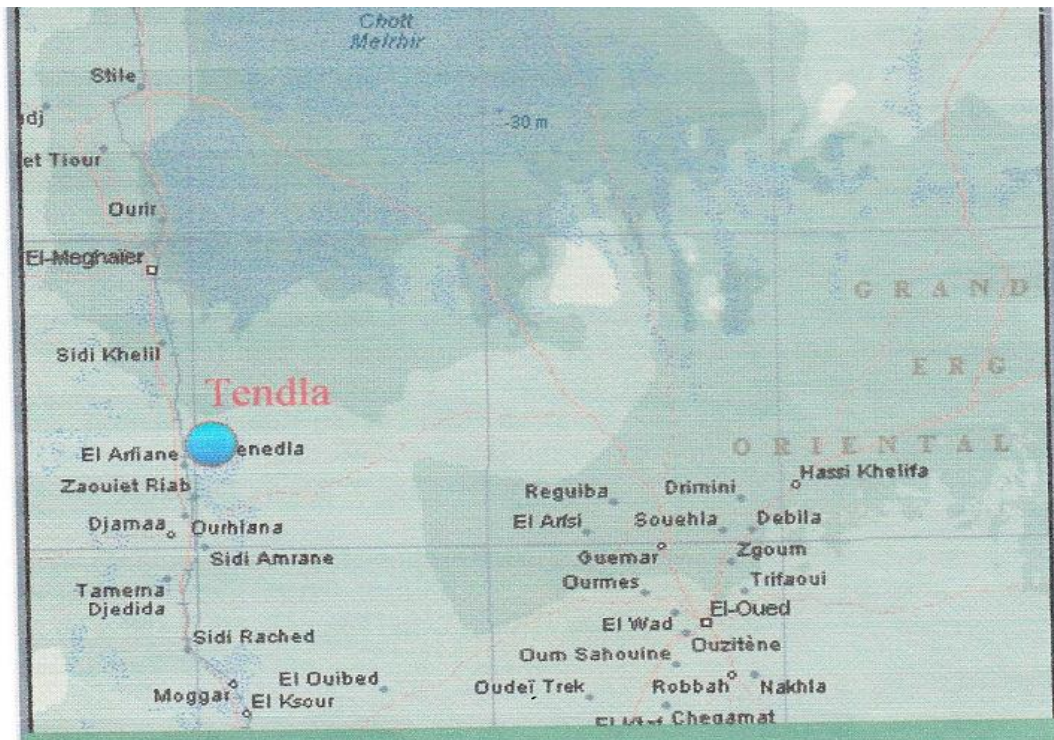
**Tableau I- 1: répartition de population de commune Tendla**

Commune	Population ACL	Population AS	Population ZE	Population nomade	Total
Tendla	6657	2248	253	59	9217

**ACL:** chef lieu la commune de Tendla

**AS:** secondaire

**ZE:** zone éparse



**Figure I.2: Situation Géographique de la ville de Tendla.**

### I.3.2. Relief

Tendla appartient à la vallée de l'oued Righ qui s'étend dans la partie orientale nord de Sahara au pied de l'atlas saharien et d'Aurès.

La vallée de l'oued Righ fait partie d'un réseau de vallée fragmentées en cuvettes fermées celles de Ouargla au sud de l'oued Righ au centre et des grandes chutes au nord

Pour ce qui est relief, il se caractérise par une topographie qui s'abaisse progressivement de la cote 75.51 à l'ouest à la cote 77.50 à l'est et de la cote 73.97 au nord à la cote 77.51 au sud

### I.3.3. Climat

Le climat de la région est de type saharien caractérisé par un été chaud et sec où la température peut atteindre 54°C et un hiver doux. Les principales contraintes climatiques restent la fréquence régulière des vents et leur violence connue sous le nom de Sirocco ainsi que des vents de sables durant le printemps.

Les données pluviométriques, la température, l'humidité, de l'évaporation, etc.....) ont été observées par l'Office National de la Métrologie (O.N.M.) 2006.

### **I.3.4. Pluviométrie**

Selon les relevés de la station de l'Office National de Météorologie de l'aéroport de Guemar, sur les décennies 1975-1984 et 1989-1998:

- Pluviométrie moyenne annuelle: 74.9 mm, très variable selon les années (écart-type de 42.5mm),
- Nombre annuel moyen de jours de pluies: 28
- Pluie maximale enregistrée en 24 heures: 45.8 mm (à noter que 3 épisodes supérieurs à 40 mm ont été relevés sur les 20 années).

### **I.3.5. Température**

Les températures de la station de Guemar nous ont été fournées par l'ONM pour la même période d'observation que ci-dessus. D'après le tableau de la variation moyenne mensuelle montre une période froide qui s'étale du mois de Novembre au mois d'Avril avec un minimum durant le mois de Janvier (10.31°C), alors que la période chaude commence à partir du mois de Mai jusqu'au mois de Septembre avec un maximum de température relevé pendant le mois de Juillet ( 32.68 °C) et moyenne annuelle: 21.5 °C

### **I.3.6. Vents**

Les vents sont fréquents, les plus violents se situent au printemps. La direction dominante est Nord- Est, à l'exception des mois d'hivers dont la direction est Sud Ouest. Le sirocco (Chihili) présente le vent caractérisant la saison d'été souffle fréquemment dans la région, prenant un sens Sud-Nord et jeter des courants d'air chaud parfois avoisiner des vagues de sables. Il faut aussi parler des vents de sables qui ont leurs saisons de prédilection entre Février et Avril (durant le printemps), mais heureusement, les véritables tempêtes restent très rares.

### **I.3.7. Evaporation**

L'évaporation est un passage progressif de l'état liquide à l'état gazeux. Ce phénomène est donc une vaporisation progressive. L'évaporation maximale est de l'ordre de 361,5 mm enregistré pendant le mois de Juillet, et le minimum est de l'ordre de 80,3mm enregistré pendant le mois de Janvier et le moyenne annuelle d'évaporation et : 2374.6mm.

## **I.4. CONCLUSION**

Ayant défini les données concernant notre agglomération du point de vue géologique, topographique, géographique, et climatologique, nous procédons à l'élaboration d'une étude un réseau en eau potable pour l'agglomération de la commune Tendla

## II-1- INTRODUCTION

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile, tant en raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles et agricoles modernes.

Vu la dilapidation se capital précieux qui augmente du jour au lendemain, il est nécessaire même indispensable de prévoir une culture de l'eau, c'est à dire des méthodes rationnelles pour la réalisation des projets d'AEP, d'irrigation, de gestion et de distribution.

A partir de ce principe toute étude faite doit, dans notre cas AEP d'une agglomération, à la fois satisfaire le consommateur et répondre aux circonstances actuelles et futures, c'est la bonne estimation des besoins en eau potable.

## II-2-SITUATION SOCIO ECONOMIQUE

L'étude s'est basée sur la prise et la récolte des informations fournies par:

- le PDAU de la commune de DGAMAA
- la monographie de la Wilaya d'EL Oued

### II-2-1-Agriculture:

La commune de Tendla est considérée comme une région agricole en premier degré grâce la production agricole s'intéresse plus spécialement aux palmiers, ainsi qu'aux cultures maraichères et la culture des légumes secs.

L'activité principale a longtemps été représentée par l'agriculture, et notamment l'exploitation du palmier-dattier.

### II-2-2-Industrie:

La commune de Tendla ne contient aucune forme d'industrie même moyenne ou légère

## II-3-RESSOURCES D'ALIMENTATION

Les ressources était mobilisées a partir du forage du complexe intercalaire artésien situé au niveau du village Mazer zaouïa et actuellement les ressources sont mobilisées a partir du forage du complexe intercalaire artésien situé au niveau de l'agglomération de Berde.

L'alimentation en eau potable est assurée par un (01) forage pour le chef lieu de la commune et agglomération de Berde dont les caractéristiques son les suivants

**Tableau II.1 : caractéristique du forage**

	coordonnées			Perf (m)	Niveau statique	Niveau dynamique	Débit mobilisé (l/s)	Débit exploité (m3/h)	HMT (m)	Date de en service
Albien el-Berd	x	Y	z	1900	/	/	215	72	Artésien	2006
	6°00'03"	33°41'22"	16							
Albien Mezer CI3 SD10	5°58'34"	33°34'47"	38.55	1900	/	/	270	144	Artésien	1996

Le débit exploité du forage de Berd est de 72m<sup>3</sup>/h=20l/s est un débit pour le chef lieu de commune et agglomération de berd, dont le débit exploité pour le chef lieu de commune de Tendla est de 61.20m<sup>3</sup>/h=17l/s avec une pression de tête de forage de 23.85 bars forage fermé Q=0 l/s

#### II-4 –CAPACITE DE STOKAGE

Actuellement le chef lieu de la commune de Tendla ne possèdent aucun château d'eau existant ni en cours de réalisation et leur alimentation en eau potable s'effectue par injection directe sur le réseau de distribution.

#### II-5-SITUATION DEMOGRAPHIQUE:

L'aire de l'étude comprend le chef lieu de la commune de Tendla, selon le recensement en 2008 la population totale est de 6657 habitants et le taux d'accroissement 2.72%

Sur la base de ces données nous estimons la population de 2014 et la population future jusqu'au l'horizon 2039 (25 ans) tableau (II.2).

Le nombre de population future est donné par la formule des intérêts composés :

$$N = N_0 (1 + \tau)^n \quad (\text{II} - 1)$$

Avec :

$N$  : Nombre d'habitants à l'horizon

$N_0$  : Nombre d'habitants à l'année référence

$\tau$  : taux d'accroissement ( $\tau=2.72\%$ ) (Source DPAT recensement 2008)

$n$  : nombre d'années séparent les deux horizons

**Tableau II.2 : estimation de la population**

Lieu	Nombre d'habitants 2008	Nombre d'habitants 2014	Nombre d'habitants 2039
Chef de commune	6657	7820	15296

Pour l'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune Tendla nous avons divisé le chef lieu en deux (2) secteur indépendant l'un de l'autre (figure II.1)

Le premier secteur aliment la zone EST du chef lieu de la commune desservi par le château d'eau projet alimenté par la station de déminéralisation .le réseau est de type maillé composé de 2 maillé avec des ramifications, assurant une alimentation en chaque point de réseau

Le deuxième secteur aliment la zone OUEST desservi par le château d'eau projet alimenté par la station de déminéralisation .le réseau est de type maillé composé de 2 maillé avec des ramifications, assurant une alimentation en chaque point de réseau

Pour les besoins de chaque secteur et selon leurs importances (superficie et population). Nous avons calcule les surface existantes et les surface extensibles pour chaque secteur déduisent ainsi la population de chaque secteur à l'horizon d'étude représenté dans ce tableau suivant

**Tableau II-3: surface existantes et les surface extensibles pour chaque secteur**

Zones	Nombre Surface existantes et extensibles (ha)	Nombre d'habitant par secteur (hab)
Secteur I	114	8506
Secteur II	91	6790
Chef lieu commune	205	15296



**figure II-1: réseau d'alimentation en eau potable de la commune Tendla**

## II.6 ETUDE DES BESOINS EN EAU

### II.6.1 Les besoins domestiques

Pour l'estimation des besoins domestique, nous prenons en considération une consommation journalière en eau potable de 200 l/j/h (projet d'exécution par bureau d'étude aout (2008)). (dotation hydrique). Les besoins domestiques sont représentés dans le tableau suivant (tableau II - 4).

Les besoins domestiques à l'horizon d'étude sont calculés d'après les formules

$$suivantes: \quad Q_{moy j} = \frac{d * N_i}{1000} \text{ (m}^3\text{/j)} \quad (\text{II.2})$$

$Q_{moy j}$  : consommation moyenne journalière en (m<sup>3</sup>/j)

$d$  : dotation journalière en (l/j/hab.)

$N_i$  : nombre de population

**Tableau II-4: Estimation du besoin domestique**

Zones	Nombre d'habitant par secteur (hab)	$Q_{moy j hab}$ (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{moy j hab}$ (l/s)
Secteur I	8506	1701.2	19.69
Secteur II	6790	1358	15.72
Chef lieu commune	15296	3059.2	35.41

## II.6.2 Les besoins d'équipements

Les infrastructures existantes et futures Les besoins d'équipements pour l'année actuelle (2014) et l'horizon du PDAU sont représentés ci dessous

**Tableau II-5: Estimation du besoin des équipements (secteur I) projet d'exécution par bureau d'étude aout (2008).**

Nature	infrastructure	nombre	Superficie (m <sup>2</sup> )	Personne (totale)	dotation		$Q_{moy j équ}$ (m <sup>3</sup> /j)
					Unité	norme	
Equipement scolaire	Ecole primaire	3	–	1021	1/j/élève	10	10.21
	Lycée	1	–	828	1/j/élève	10	8.28
	CEM	1	–	684	1/j/élève	10	6.48
Equipement social, culturel, sportif et loisir	mosquée	2	–	2280	1/j/per	10	22.80
	Salle de prière	2					
	matico	2	1769	–	1/j/m2	5	8.85
	Air public	1	3480	–	1/j/m2	5	17.4
Equipement commerciaux et asservissement	Station de transport des voyageurs	1	1600	–	1/j/m2	5	8
	Locaux commerciaux	3	754	–	1/j/m2	5	3.77
	Souk journalier	1	2758	–	1/j/m2	5	13.79
somme							99.58

Tableau II-6: Estimation du besoin des équipements Existants (secteur II)

Nature	infrastructure	nombre	Superficie (m <sup>2</sup> )	personne	dotation		$Q_{moy,j\ équ} (m^3/j)$
					Unité	norme	
Equipement scolaire	bibliothèque	1	1728	–	1/j/m2	5	8.64
Equipement sanitaire	Centre de santé	1	4740	–	1/j/lit	5	23.70
Equipement social, culturel, sportif et loisir	Maison de jeune	1	1512	–	1/j/m2	5	7.56
	Stade	1	17264		1/j/m2	5	86.32
Equipement administrative et sécuritaire	Siege APC ancien	1	4392		1/j/m2	5	21.96
	Siege APC en construction	1	3694	–	1/j/m2	5	18.47
	Ant Algérie post ancien	1	324	–	1/j/m2	5	1.62
	Ant Algérie en construction	1	228	–	1/j/m2	5	1.14
	Garde communal	1	1661	–	1/j/m2	5	8.31
somme							177.72

Tableau II-7: Estimation du besoin des équipements proposé 2015(Pos) projet d'exécution par bureau d'étude aout (2008). (secteur I)

Nature	infrastructure	nombre	Superficie (m <sup>2</sup> )	personne	dotation		$Q_{moy,j\ équ} (m^3/j)$
					Unité	norme	
Equipement scolaire	Antenne CFPA	1		351	1/j/élève	10	3.51
Equipement sanitaire	Salle de soin	1	1445	–	1/j/m2	5	7.23
Equipement social, culturel, sportif et loisir	Salle multi active	3	6300	–	1/j/m2	5	31.5
	Salle sport	1	2552	–	1/j/m2	5	12.76
	Salle spécialisé	3	9400	–	1/j/m2	5	47
	Maison de jeune	1	2584	–	1/j/m2	5	12.92
Equipement commerciaux et asservissement	Antenne gendarmerie	1	18000	–	1/j/m2	5	90
somme							204.92

Tableau II-8: Estimation du besoin des équipements proposé 2015 (secteur II)

Nature	infrastructure	nombre	Superficie (m <sup>2</sup> )	personne	dotation		$Q_{moy j \text{ équ}} (m^3/j)$
					Unité	norme	
Équipement social, culturel, sportif et loisir	Complexe sportif	1	11000	–	1/j/m2	5	55
	Matico	2	2260	–	1/j/m2	5	11.3
	Piscine	1	8000	–	1/j/m2	5	40
	Air jeux	3	13000	–	1/j/m2	5	65
somme							171.3

### II.6.3 Estimation des besoins totaux

Les besoins totaux regroupent les besoins domestiques et les besoins d'équipement Ces besoins sont représentés dans le tableau ci-dessous.

$$Q_{moy j \text{ totale}} = Q_{moy j \text{ habitant}} + Q_{moy j \text{ équipements}} \quad (\text{II.3})$$

Tableau II-9: Estimation du besoin des équipements totaux

Zones	$Q_{moy j \text{ hab}} (m^3/j)$	$Q_{moy j \text{ équ existant}} (2014 \text{ à } 2015) (m^3/j)$
Secteur I	1701.2	304.5
Secteur II	1358	349.02
Chef lieu commune	3059.2	653.52

On se réfère au PDAU on trouve que les équipement déjà construis et les équipement proposé pour l'année 2015 et vu que l'année de notre étude est 2039 c'est pour cette raison qu'on va prendre en ce qui concerne le calcul des besoins les équipements futur ou proposés pour les différents horizons de l'étude 20% du débit journalier moyen habitant à cause du manque de données. Les résultats de calcul sont donnée dans le tableau ci-dessous

Tableau II-9: Estimation du besoin des totaux

Zones	$Q_{moy j \text{ hab}} (m^3/j)$	$Q_{moy j \text{ équ existant}} (m^3/j)$	$Q_{moy j \text{ équ future}} (m^3/j)$	$Q_{moy j \text{ totale}} (m^3/j)$	$Q_{moy j \text{ totale}} (l/s)$
Secteur I	1701.2	304.5	340.24	2345.94	27.15
Secteur II	1358	349.02	271.6	1978.62	22.90
Chef lieu commune	3059.2	653.52	611.84	4324.56	50.05

Le réseau de distribution peut être endommagé à des pertes inévitables d'eau dues essentiellement au vieillissement des réseaux de distribution, fuites des canalisations, issues d'éventuels accidents et mal fermeture des robinets, entraînant des pénuries dans la quantité d'eau distribuée, nécessaire pour les consommateurs. Pour couvrir ce déficit, il faut gonfler les valeurs calculées précédemment (la consommation moyenne journalière) à des estimations diverses de (10 à 50%). Lorsque le réseau de notre étude proposé est neuf, on prend 20%, alors le débit moyen majoré est calculé comme suit (tableau II.9):

$$Q_{moy\ j\ maj} = 1.2 * Q_{moy\ j} \quad (II.4)$$

**Tableau II-9: Estimation des débits moyens majorés**

Zones	$Q_{moy\ j\ totale}$ (l/s)	$Q_{moy\ j\ maj}$ (l/s)
Secteur I	27.15	32.58
Secteur II	22.90	27.48
Chef lieu commune	50.05	60.06

## II.7 ETUDE DE LA VARIATION DES DEBITS

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi ces variations :

- ✓ Variation annuelle et longtemps qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération
- ✓ Variation mensuelle et saisonnière qui dépend de l'importance de la ville
- ✓ Variation journalière qui dépend de jour de la semaine ou la consommation est plus importante
- ✓ Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

### II.7.1 Débit maximal journalier

Le débit maximal journalier est défini comme étant le débit d'une journée où la consommation est maximale pendant une année. Il est donné par la formule suivante (tableau II.10) :

$$Q_{max\ j} = K_j * Q_{moy\ j\ maj} \quad (II.5)$$

$Q_{max\ j}$ : débit maximum journalier

$Q_{moy\ j\ maj}$ : débit moyen journalier majoré = 18.06 l/s

$K_j$ : coefficient d'irrégularité maximale des variations de la consommation journalière en tenant compte des gaspillages, des pertes et des erreurs d'estimations.

La valeur de  $K_j$  varie entre [1.1 et 1.4]. Pour notre cas on prend  $K_j = 1.2$  (coure)

**Tableau II-10: Estimation des débits maximal journalier**

Zones	$Q_{moy\ maj}$ (l/s)	$Q_{max\ j}$ (l/s)
Secteur I	32.58	39.1
Secteur II	27.48	32.97
Chef lieu commune	60.06	72.07

### II.7.2 Débit pointe

Le débit qui varie considérablement dans la journée en fonction du mode de vie de la population et présente au maximum, appelé pointe. Il est nécessaire pour le calcule et le dimensionnement du réseau de distribution. La détermination de ce débit est donnée par la formule suivante:

$$Q_p = K_p * Q_{moy\ j\ maj} \quad (II.6)$$

$Q_p$ : le débit de pointe

$Q_{moy\ j\ maj}$  : le débit moyen majoré

$K_p$ : coefficient de pointe

#### ❖ Calcule de coefficient de pointe :

Il est calculé par cette formule :

$$K_{p2} = K_{p1} + kp2/2 \quad (II.7)$$

$$K_{p1} = \alpha_{max} * \beta_{max} * k_j \quad (II.8)$$

$\alpha_{max}$  : varie entre [1.1 et 1.4]. Pour notre cas on prend  $\alpha_{max} = 1.3$  (II.9)

$\beta_{max}$  : coefficient varie en fonction de la population (tableau II.11).

**Tableau II.11 : valeurs de  $\beta$**

population	500	1000	1500	2500	4.000	6.000	50.000	100.00
$\beta$	2.5	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.15	1.1

D'après le tableau ci – dessus et le nombre de population de chaque secteur (tableau II.3) nous calculons les valeurs de  $\beta_{max}$  et ainsi les valeurs des débits de pointe (tableau II. 12 et 13)

**Tableau II-12: calculer la valeur du coefficiende**

Zones	$K_j$	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$Kp1$	$Kp2$
Secteur I	1.2	1.3	1.38	2.15	1.56
Secteur II	1.2	1.3	1.39	2.17	1.56

**Tableau II-13: Estimation des débits de pointe**

Zones	$Q_{moy\ j\ maj}$ (l/s)	$Kp$	$Q_p$ (l/s)
Secteur I	32.58	1.86	60.60
Secteur II	27.48	1.87	51.25
Chef lieu commune	60.06		111.85

## II.8. CONCLUSION

Dans le but de connaître si notre débit fourni par les forages existent satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit

### III.1. INTRODUCTION :

Un réservoir est un enveloppe, qui contient un liquide qui peut être généralement de l'eau, soit potable (réservoir d'eau de distributions publique), soit usée (eau d'égouts), parmi les liquides autres que l'eau, les plus courant sont : le lait, les hydrocarbures, etc.

Dans le cas des réseaux d'eaux, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

### III.2. ROLE DU RESERVOIR

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé; de plus il peut aussi:

- Assurer la continuité de distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Emmagasiner de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.
- Réduction des investissements sur les ouvrages de production et le réseau de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).
- Assurer une réserve d'incendie.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.

### III.3. EMPLACEMENT DU RESERVOIR

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau, cas de notre réservoir.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence en extrémité du réseau
- La côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réseau.

- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés par une pression suffisante.

#### III.4. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction – distribution), pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

#### III.5. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés
- Semi enterrés
- Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires
- Carrés
- Rectangulaires

#### III.6. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée. A cet effet, nous seront choisis pour la construction du réservoir des matériaux durable. D'après la nature des matériaux ils peuvent être:

- Métalliques
- En maçonnerie.
- En béton armé, ordinaire ou précontrainte.

Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau des variations de température.

Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité sera prévu pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçue de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (serpent, souris....etc.).

### III.7 .LES EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS

#### III .7.1 Conduite d'adduction

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau.

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve un niveau maximal. L'obturation va se faire par un robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire, ou par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

#### III.7.2. Robinet – flotteur

Le réservoir équipé d'un robinet-flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint, et s'ouvre quand ce niveau est descendu.

#### III.7.3. Conduite du trop plein

La conduite du trop-plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir.

Elle comportera au départ un évènement et elle débouchera à un exutoire voisin par mesure de précaution sur une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustique. On ménage un joint hydraulique, constitué par un siphon à l'extrémité de cette conduite.

#### III.7.4. Conduite by-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution [Figure III.1]. Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

Normale : Les robinets-vannes 1 et 2 sont ouverts, et le 3<sup>ème</sup> robinet est fermé,

En BY-PASS : Les robinets-vannes 1 et 2 sont fermés, et le 3<sup>ème</sup> robinet est ouvert.

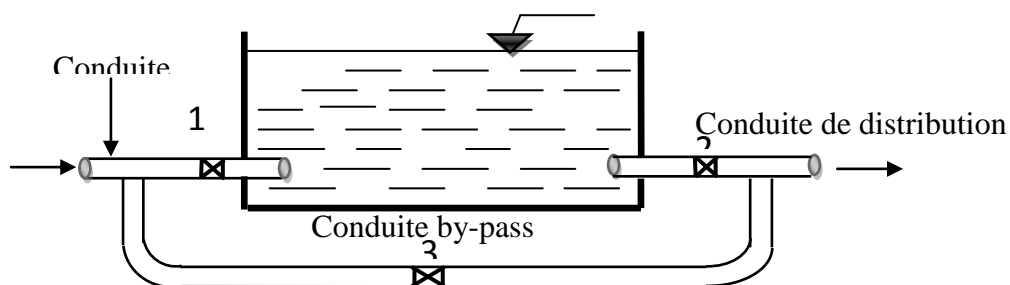


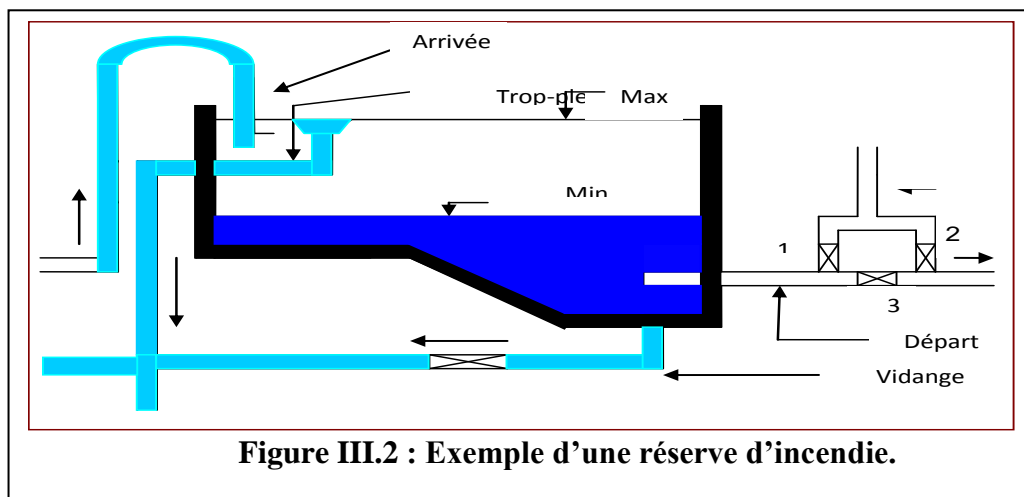
Figure III.1 : Conduite de by-pass

### III.7. 5. Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne.

### III.7. 6. La réserve d'incendie

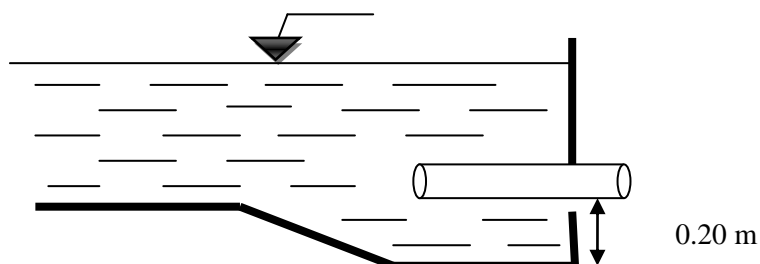
Il importe que les dispositions soient prises afin d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif, que la réserve d'incendie ne puisse puiser dans la distribution. Aussi on opte pour un dispositif constitué par un siphon qui se désamorçé quand le niveau de la réserve est atteint, et cela grâce à l'évent ouvert à l'air libre et de cette façon la réserve ne sera pas entamée et elle se renouvelle constamment [Figure III.2].



### III.7.7. Départ de la conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20m au dessus du radier, afin d'éviter l'introduction dans la canalisation des bous ou des sables, qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

Comme il y a lieu de réserver un minimum d'eau de 0.5m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite. En cas d'abaissement maximal du plan d'eau, de ce fait, nous évitons la pénétration d'air dans la conduite de distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture de ce dernier [Figure III.3].



### III.8. Choix du type de réservoir

Dans notre cas d'étude, nous avons choisi un réservoir circulaire et surélevé, vu l'importance de volume d'eau de ce type de réservoir et en raison des avantages qu'il présente.

#### ❖ Avantages

- ✓ Economie sur les frais de construction.
- ✓ Etude architecturale très simplifiée.
- ✓ Etanchéité plus facile à réaliser.
- ✓ Conservation à une température constante de l'eau emmagasinée.

### III.9. Détermination de la capacité du réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est -à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

#### III.9.1. Principe de calcul

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder :

- ✓ Soit 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 de débit pompé.
- ✓ Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ.

#### III.9.2. Détermination analytique de la capacité de réservoir

Par la méthode analytique, on déduit la capacité totale du réservoir. Elle se base à la fois sur le régime de la consommation le long de la journée, et le temps de fonctionnement de la pompe.

En faisant la durée de fonctionnement des pompes 20/24 heures, au bout de ce temps les pompes doivent refouler 100% de débit maximal journalier, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, estimée à de 120m<sup>3</sup>.

Le volume total de réservoir est donné par la formule :

$$V_R = V_{utile} + V_s + V_{incendie} \quad (III.1)$$

Avec :

$V_r$  : le volume total de réservoir.

$V_{incendie}$  : volume d'incendie.

$V_{utile}$  : le volume utile est résulte le volume de régulation, est calculé par la relation :

$$V_{utile} = |\Delta V_{max}^+| + |\Delta V_{max}^-| \quad (III.2)$$

Avec :

$\Delta V_{max}^+$  : excédent en eau à différentes heures de la journée.

$\Delta V_{max}^-$  : insuffisantes en eau à différentes heures de la journée.

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de 60 m<sup>3</sup>/h ; on prend  $V_{inc} = 240 \text{ m}^3$ .

Le volume de sécurité est donné par la relation suivante:

$$V_s = 12\% (V_u + V_{inc}) \quad (III.3)$$

Le résultat de ces calculs est donné dans le tableau ci-dessous ou :

- **L'apport** : la valeur de débit d'apport horaire qui détermine par la formule :

$$Q_{apph} = \frac{Q_{appj}}{T} \quad (III.4)$$

Avec :

$Q_{apph}$  : débit d'apport horaire en m<sup>3</sup>/h.

$Q_{appj}$  : débit d'apport journalier en m<sup>3</sup>/j.

$T$  : temps de pompage en heure.

La formule qui détermine le débit apport journalier donnée comme suite :

$$Q_{appj} = \frac{Q_{maxj}}{T} \quad (III.5)$$

Avec :

$Q_{appj}$  : débit d'apport journalier en m<sup>3</sup>/j .

$Q_{maxj}$  : débit maximal journalier en m<sup>3</sup>/j .

$T$  : temps de pompage, est égale à 20 heurs à notre cas.

- **Le débit distribué** : le débit horaire distribué, est donnée par la formule suivante :

$$Q_{dis\ h} = Q_{maxj} \times \frac{ch}{100} \quad \text{(III.6)}$$

Avec :

$Q_{dis\ h}$  : débit distribue horaire en  $m^3/h$

$Ch$ : coefficient horaire.

$Q_{max}$ : débit maximal journalier

**Application numérique :**

$$Q_{maxj} = 72.076 \text{ l/s} = 6227.3664 = 6228 \text{ m}^3/j$$

$$Q_{appj} = \frac{Q_{maxj}}{T} = \frac{6228}{20} = 311.4 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{dis\ h} = Q_{maxj} \times ch/100 = 6228 \times ch/100 = 62.28ch$$

Tableau III.1 : calcul le volume utile du réservoir

Heures	Ch	Volume partielle m <sup>3</sup>		Volume totale m <sup>3</sup>		Différence m <sup>3</sup>	
		apport	distribue	apport	distribue	ΔV+	ΔV-
0—1	1,5	311,4	93,42	311,4	934,2	622,8	
1—2	1,5	311,4	93,42	404,82	1245,6	840,78	
2—3	1,5	311,4	93,42	498,24	1557	1058,76	
3—4	1,5	311,4	93,42	591,66	1868,4	1276,74	
4—5	2,5	311,4	155,7	747,36	2179,8	1432,44	
5—6	3,5	311,4	217,98	965,34	2491,2	1525,86	
6—7	4,5	311,4	280,26	1245,6	2802,6	1557	
7—8	5,5	311,4	342,54	1588,14	3114	1525,86	
8—9	6,25	311,4	389,25	1977,39	3425,4	1448,01	
9—10	6,25	311,4	389,25	2366,64	3736,8	1370,16	
10—11	6,25	311,4	389,25	2755,89	4048,2	1292,31	
11—12	6,25	311,4	389,25	3145,14	4359,6	1214,46	
12—13	5	311,4	311,4	3456,54	4671	1214,46	
13—14	5	311,4	311,4	3767,94	4982,4	1214,46	
14—15	5,5	311,4	342,54	4110,48	5293,8	1183,32	
15—16	6	311,4	373,68	4484,16	5605,2	1121,04	
16—17	6	311,4	373,68	4857,84	5916,6	1058,76	
17—18	5,5	311,4	342,54	5200,38	6228	1027,62	
18—19	5	0	311,4	5511,78	6228	716,22	
19—20	4,5	0	280,26	5792,04	6228	435,96	
20—21	4	0	249,12	6041,16	6228	186,84	
21—22	3	0	186,84	6228	6228	0	
22—23	2	311,4	124,56	124,56	311,4	186,84	
23—24	1,5	311,4	93,42	217,98	622,8	404,82	

$$V_u = |\Delta V_{max}^+| + |\Delta V_{max}^-| = 1557 \text{ m}^3$$

$$V_s = 12\% (V_u + V_{inc}) = \frac{12}{100} (1557 + 240) = 215.64 \text{ m}^3$$

Donc le volume du réservoir est:

$$V_R = V_u + V_s + V_{inc} = 1557 + 215.64 + 240 = 2012.64 \approx 2000 \text{ m}^3$$

### III.10.CONCLUSION

Dans ce chapitre, on remarque que les réservoirs ont un rôle très important (stockage et distribution); pour cela ils nécessitent une surveillance régularisée et un entretien périodique concernant le nettoyage du cuve. Il convient donc de bien concevoir et de bien réaliser (assurant l'étanchéité) afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable. Et on peut dire que la capacité de stockage prévu ne satisfaire pas les besoin à l'horizon d'étude.

## IV.1 INTRODUCTION

Le réseau est élément principal d'un système d'alimentation, A près avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression.

Dans ce chapitre, nous avons insisté sur le type de réseau utilisé dans notre étude, la méthode de calcul hydraulique.

## IV.2 LES TYPES DE RESEAU

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue les différents types des réseaux de distribution suivant :

- Réseau maillé.
- Réseau ramifié.
- Réseau mixte.

### IV.2.1 Les réseaux maillés :

Pour la distribution en eau dans les agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation, se sont les réseaux maillés. Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines.

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées. La [FigureIV.1] présente un exemple d'un réseau maillé.

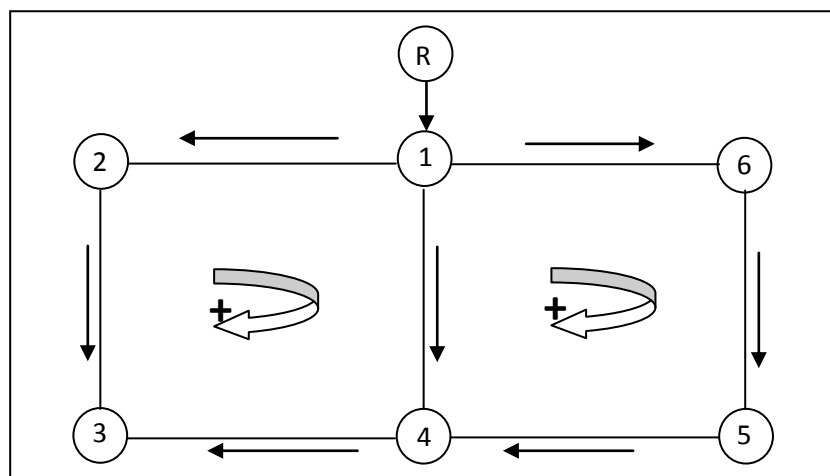


Figure IV.1 : Réseau maillé

Ce type de réseau présente les avantages suivantes:

- Permettant une alimentation en retour ;
- En cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval ;
- Bien qu'il soit plus coûteux, il procure beaucoup plus de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

#### IV.2.2 Réseaux ramifiés :

On les appelle ramifiés grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales [Figure VI.2]. Leur inconvénient est, que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privé d'eau.

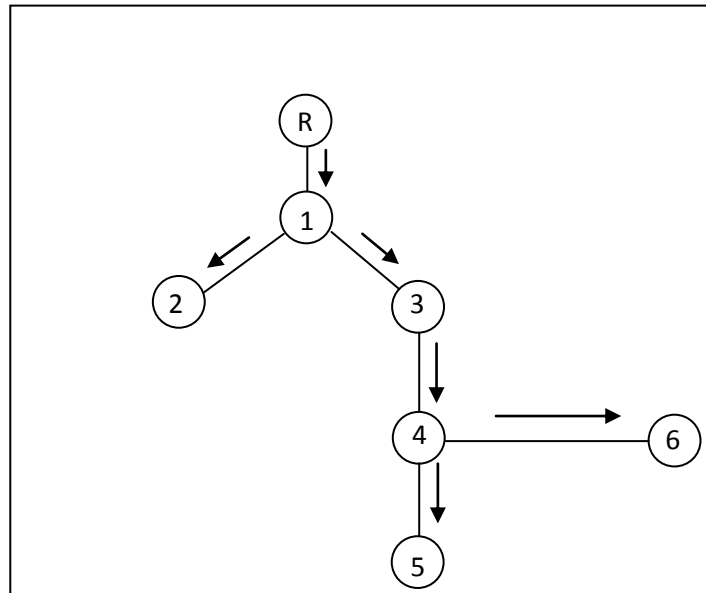


Figure IV.2 : Réseau ramifié

#### IV.2.3 Réseaux mixte

C'est un réseau intermédiaire comportant à la fois les deux types cités précédemment. Il offre globalement les mêmes avantages hydrauliques que le réseau maillé. Cependant grâce à la réduction des pièces spéciales utilisées au niveau des intersections telles que les croix et les Tés, on aboutit généralement à des coûts de construction moins élevés que précédemment. Nous avons conçu notre réseau de distribution en réalisant un réseau mixte du fait de la grandeur de l'agglomération et des différents avantages économiques qu'offre un tel réseau.

### IV.3. PRINCIPE DE TRACE D'UN RESEAU

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter:

- Choisir le lien de consommation principale.
- Déterminer le sens principal de masse ou des quantités totale d'eau.
- Tracer les conduites maîtresses parallèles entre elles, ces conduites doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Il faut tracer les conduites maîtresses à travers les quartiers les quelles il faut prévoir les lignes secondaires.

### IV .4. CHOIX DE MATERIAUX DE CONDUITE

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.).

Parmi les matériaux utilisés en algérie, on peut citer : l'acier, la fonte et PVC, et dernièrement le PEHD.

Dans le but du bon choix du type de matériau, on prend en compte les paramètres suivants :

- Le diamètre
- La pression de service à supportée par le matériau
- Les conditions de pose
- Le prix de la conduite
- La durée de vie du matériau
- La disponibilité de ce dernier sur le marché

### IV.5 Conduites en fonte

Présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces internes.
- Bonne résistance à la corrosion.
- Très rigides et solides

L'inconvénient est que les conduites en fonte sont très lourds, très chers et ne sont pas disponible sur le marché.

**IV.5.1. Conduites en acier :**

Les conduites en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose, bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement), mais leur inconvénient est la corrosion.

**IV.5.2. Conduites en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié)**

- Bonne résistance à la corrosion
- Disponible sur le marché
- Une pose de canalisation facile

Leur inconvénient est le risque de rupture.

**IV.5.3. Conduites en PEHD (Polyéthylène haut densité)**

L'utilisation du polyéthylène (PE) pour le transport des fluides s'est aujourd'hui largement généralisée au niveau mondial. Ses caractéristiques chimiques et physiques ont fait un matériau de choix pour les réseaux d'adduction et de distribution d'eau potable. Le type de PE servant à fabriquer les conduites d'eau pression est appelé ; haute densité, d'où l'appellation PEHD (HDPE en anglais).

Comme les autres conduites en matière plastique leur avantages comme suit :

- Lisses, faibles pertes de charge.
- Inoxydable.
- Légers.

Avec autres spécifique sans dernières qu'ils sont représentés les conduites en PEHD sont :

- Présence en grande longueur : rouleaux de 25m, 50m, 100m voire 200m dans les petits diamètres.
- Temps de pose diminué.
- Facilité de mise en œuvre sur les chantiers.
- Grande souplesse.
- Résistance aux chocs et aux mouvements de terrain largement supérieure au PVC.
- Solidité et étanchéité totale des joints thermo fusion.
- Possibilité de faire des économies sur la fouille.
- Disponible sur le marché.
- Rapidité et la sécurité de réalisation.
- Choix de résistance à la pression.

Au final, c'est le choix optimal pour la réalisation des réseaux de distribution. Pour cet effet, nous avons utilisé ce matériau dans notre cas d'étude.

## IV .6. CALCUL HYDRAULIQUE

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On calcule les débits route pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure d'incendie).
- On détermine le débit spécifique en considèrent les débits en route.
- Sachant le débit spécifique; on détermine les débit supposé concentrés aux nœuds.

### IV.6.1. Détermination des débits :

#### IV.6.1.1. Débit spécifique :

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution. En utilisant le débit spécifique en l/s/ml. Le débit spécifique qui est fonction du linéaire se calcule comme suit :

$$Q_{spi} = \frac{Q_p}{\sum L} \quad (\text{IV.1})$$

Avec:

$Q_{spi}$  : débit spécifique.

$Q_p$  : débit de pointe en l/s calculé au chapitre II, (débit incendié 17 l/s).

$\sum L$  : somme des longueurs du réseau

Les calculs est donnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-1: Détermination de débit spécifique pour les deux secteur**

Région	Débit de pointe (l/s)	Longueur totale du réseau(ml)	Débit spécifique (l/s/ml)
<b>secteurI</b>	70.05	17810	0.003933183605
<b>secteurII</b>	59.63	9330	0.006391211147

#### IV.6.1.2. Débit en route :

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de débit spécifique par la longueur, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{spi} \times L_i \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

$Q_r$  : débit en route.

$Q_{spi}$  : débit spécifique.

$L_i$  : la longueur de tronçon.

Le calcul de débit en route pour les deux secteurs est donné dans le tableau suivant

**Tableau IV-2 : Détermination de débit en route pour les tronçon principale des maille (secteur I)**

Tronçons	Longueur (m)	$Q_{spi}(l/s/ml)$	Debit de route $Q_r$ (l/s)
1 – 2	551.00	0.003933183605	2,17
1 – 4	634.00		2,5
1 – 6	772.00		3,03
2 – 3	728.00		2,86
3 – 4	557.00		2,2
4 – 5	732.00		2,88
5 – 6	406.00		1,6
<b>somme</b>	<b>4380</b>		

**Tableau IV-3 : Détermination de débit en route pour les tronçon de ramification nœud (1,2) (secteur I)**

noeud	tronçon	longueur	$q_{sp}$	$Q_r$ (l/s)	noeud	tronçon	longueur	$q_{sp}$	$Q_r$ (l/s)
<b>1</b>	A1-A2	45	0.003933183605	0,18	<b>2</b>	B2-B22	165	0.003933183605	0,65
	A1-A3	68		0,27		B1-B2	115		0,45
	A3-A4	46		0,18		B3-B4	63		0,25
	A5-A6	43		0,17		B2-B7	118		0,46
	A7-A8	44		0,17		B5-B6	109		0,43
	A9-A10	46		0,18		B7-B8	109		0,43
	A11-A12	43		0,17		B7-B9	59		0,23
	A13-A14	44		0,17		B2-B10	95		0,37
	A14-A1	298		1,17		B15-B16	96		0,38
	A4-A21	104		0,41		B17-B18	97		0,38
	A15-A16	71		0,28		B22-B24	95		0,37
	A17-A18	61		0,24		B11-B12	58		0,23
	A19-A20	60		0,24		B13-B14	64		0,25
	A21-A22	161		0,63		B11-B15	54		0,21
	A23-A24	49		0,2		B15-B22	113		0,44
	A25-A26	49		0,19		B21-B20	96		0,38
	A20-A13	48		0,19		B19-B17	111		0,44
	A27-A28	48		0,19		B25-B26	100		0,4
	A29-A30	100		0,4					
	A25-A26	49		0,19					
A24-A23	49	0,19							
A21-A25	22	0,09							
A15-A14	67	0,26							
A2-A3	384	1,51							
A3-A4	114	0,45							
A4-A17	52	0,2							
<b>somme</b>	<b>2165</b>		<b>8,52</b>	<b>somme</b>	<b>1717</b>		<b>6,75</b>		

**Tableau IV-4 : Détermination de débit en route pour les tronçon de ramification nœud (3,4)**  
(secteur I)

noeud	tronçon	longueur	$q_{sp}$	Qr (l/s)	noeud	tronçon	longueur	$q_{sp}$	Qr (l/s)
<b>3</b>	C1-C2	287	0.003933183605	1,13	<b>4</b>	D1-D3	53	0.003933183605	0,21
	C2-C15	71		0,28		D3-D2	73		0,29
	C5-C6	177		0,7		D5-D6	136		0,53
	C12-C13	65		0,25		D20-D21	82		0,32
	C8-C9	89		0,35		D20-D22	74		0,3
	C9-C10	82		0,32		D20-D23	75		0,3
	C9-C11	113		0,44		D5-D7	50		0,2
	C3-C4	277		1,09		D7-D8	141		0,55
	C4-C6	87		0,34		D19-D17	56		0,22
	C4-C17	70		0,27		D3-D4	51		0,2
	C13-C18	174		0,68		D7-D10	45		0,18
	C18-C19	50		0,2		D10-D11	141		0,55
	C8-C7	220		0,87		D8-D14	176		0,7
	C21-C22	33		0,13		D17-D9	85		0,33
	C2-C14	86		0,34		D26-D27	50		0,2
<b>somme</b>	<b>1881</b>		<b>7,39</b>	D29-D30	39	0,15	<b>somme</b>	<b>1534</b>	<b>6,04</b>
				D24-D25	84	0,33			
				D25-D26	123	0,48			

**Tableau I V-5 : Détermination de débit en route pour les tronçon de ramification nœud (5)**  
(secteur I)

Nœud	tronçon	longueur	$q_{sp}$	Qr (l/s)	noeud	tronçon	longueur	$q_{sp}$	Qr (l/s)
<b>5</b>	E1-E2	242	0.003933183605	0,95	<b>5</b>	E32-E34	180	0.003933183605	0,71
	E3-E4	111		0,44		E25-E23	108		0,42
	E8-E9	41		0,16		E29-E27	87		0,34
	E3-E10	44		0,17		E27-E28	45		0,18
	E5-E6	200		0,77		E27-E26	45		0,18
	E33-E30	43		0,17		E25-E24	44		0,17
	E30-E31	51		0,2		E16-E15	51		0,2
	E18-E20	51		0,2		E12-E13	51		0,2
	E17-E18	44		0,17		E13-E11	20		0,08
	E18-E19	49		0,2		E13-E14	147		0,58
	E19-E25	44		0,17		<b>Somme</b>	<b>1853</b>		<b>7,27</b>
	E3-E32	155		0,61					

Tableau IV-6 : Détermination de débit en route pour les tronçon de ramification nœud (6) (secteur I)

Nœud	tronçon	Longueur (m)	$q_{sp}$	Qr (l/s)	noeud	tronçon	Longueur (m)	$q_{sp}$	Qr (l/s)
<b>6</b>	F1 –F2	76	0.003933183605	0,3	<b>6</b>	F39-40	41	0.003933183605	0,16
	F3-F4	121		0,48		F33-41	41		0,16
	F5-F11	117		0,46		F41-42	59		0,23
	F4-F6	68		0,27		F41-43	60		0,23
	F9-F8	48		0,19		F43-44	24		0,1
	F11-F10	90		0,35		F45-46	107		0,42
	F4-F7	53		0,21		F47-48	25		0,1
	F15-F14	56		0,22		F49-50	53		0,21
	F12-F8	92		0,36		F50-51	34		0,14
	F17-F29	50		0,2		F52-53	169		0,67
	F25-F26	146		0,57		F53-54	54		0,21
	F25-F27	60		0,24		F36-55	189		0,75
	F24-F23	58		0,23		F56-57	62		0,24
	F21-F22	70		0,27		F58-59	141		0,56
	F20-F19	70		0,27		F60-61	30		0,12
	F30-F31	50		0,2		F62-63	30		0,12
	F31-F32	30		0,12		F63-64	62		0,24
	F31-F33	35		0,14		F65-66	116		0,46
	F18-F19	132		0,52		F67-70	150		0,6
	F26-F29	120		0,47		F71-72	72		0,28
	F33-F34	223		0,88		F73-74	48		0,2
	F34-F35	37		0,15		F75-76	66		0,26
	F34-F36	31		0,12		F82-F84	50		0,2
	F77-F78	28		0,11		F40-F60	245		0,96
F79-F80	142	0,56	F85-F86	99	0,34				
F55-F81	54	0,21	F85-F87	65	0,26				
F81-F82	93	0,37							
F37-38	38	0,15							
					<b>somme</b>	<b>4280</b>			<b>16,84</b>

Tableau I V-7 : Détermination de débit en route pour les tronçon principale des maille (secteur II)

Tronçons	Longueur (m)	$Q_{spi}(l/s/ml)$	Debit de route $Q_r$ (l/s)
1 – 2	837.00	0.006391211147	5,35
1 – 5	795.00		5,08
2 – 5	699.00		4,47
2 – 3	691.00		4,42
3 – 4	660.00		4,22
4 – 5	723.00		4,62
<b>somme</b>	<b>4405</b>		

Tableau IV-8 : Détermination de débit en route pour les tronçon de ramification nœud (1,2) (secteur II)

noeud	tronçon	longueur	$q_{sp}$	$Q_r$	noeud	tronçon	longueur	$q_{sp}$	$Q_r$
<b>1</b>	j1-J2	214	0.006391211147	1,37	<b>2</b>	h1-h2	156	0.006391211147	1
	J2-J3	33		0,21		h3-h14	41		0,26
	J4-J5	33		0,21		h3-h5	28		0,18
	J6-J7	34		0,22		h6-h7	52		0,33
	J8-J9	130		0,83		h8-h9	77		0,50
	J10-J11	136		0,87		h10-h11	20		0,13
	J12-J13	69		0,44		h12-h13	29		0,18
	J13-J15	66		0,42		h14-h15	29		0,18
	J13-J14	49		0,31		h16-h17	38		0,24
	J14-J16	9		0,06		h18-h19	22		0,14
	J17-J18	41		0,26		h20-h21	22		0,14
	J39-J40	40		0,26		<b>somme</b>	<b>514</b>		<b>3,28</b>
	J19-J20	73		0,47					
	J20-J21	100		0,64					
	J21-J22	76		0,49					
	J23-J24	64		0,41					
	J25-J26	65		0,41					
	J27-J28	65		0,41					
	J29-J30	65		0,41					
	J29-J31	43		0,27					
J32-J33	65	0,42							
J32-J34	31	0,20							
J35-J36	80	0,51							
J36-J37	171	1,09							
<b>somme</b>	<b>1752</b>		<b>11,19</b>						

**Tableau IV-9 : Détermination de débit en route pour les tronçon de ramification nœud (4,5)  
(secteur II)**

noeud	tronçon	longueur	q <sub>sp</sub>	Q <sub>r</sub> (l/s)	noeud	tronçon	longueur	q <sub>sp</sub>	Q <sub>r</sub> (l/s)
<b>4</b>	S1-S2	276	0,006391211147	1,76	<b>5</b>	K1-k2	34	0,006391211147	0,22
	S3-S4	39		0,25		K2-k3	150		0,96
	S3-S5	77		0,50		K3-k4	22		0,14
	S6-S7	38		0,24		K5-k6	22		0,14
	S3-S8	74		0,47		K7-k8	22		0,14
	S9-S10	162		1,04		K9-k10	145		0,93
	S10-S11	45		0,29		K11-k12	21		0,13
	S11-S12	73		0,47		K13-k14	21		0,13
	S12-S13	45		0,29		K15-k16	21		0,13
	S12-S14	63		0,40		K17-k18	21		0,13
	S14-S15	44		0,28		K18-k19	45		0,30
	S15-S16	26		0,17		K20-k21	103		0,66
	S38-S39	62		0,40		K21-k22	74		0,47
	S17-S18	63		0,40		K23-k24	87		0,56
	S19-S20	69		0,44		K22-k25	105		0,67
	S21-S22	74		0,47		<b>somme</b>	<b>893</b>		<b>5,71</b>
	S23-S24	73		0,47					
	S24-S25	8		0,05					
	S25-S26	79		0,50					
	S26-S27	74		0,47					
	S28-S29	57		0,36					
S30-S13	62	0,40							
S32-S33	60	0,38							
S34-S35	61	0,39							
S36-S37	62	0,4							
<b>somme</b>	<b>1766</b>			<b>11,29</b>					

#### IV.6.1.3 Débit aux nœuds :

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_n = 0.5 \sum Q_r + \sum Q_c \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

$Q_n$ : débit au nœud i (l/s).

$\sum Q_r$ : la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).

$\sum Q_c$ : la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Le calcul de débit aux nœuds pour les deux secteurs est donné dans les tableaux suivantes :

**Tableau IV.10 : Détermination de pour le cas secteur I**

Nœud	Tronçons	Debit de route $Q_r$ (l/s)	$\sum Q_{\text{tronçon}} \text{ relie au nœud}$ (l/s)	$\Sigma Q_r$ (l/s)	$Q_n$ (l/s)
1	1-2	2.17	7.7	8.52	12.37
	1-4	2.5			
	1-6	3.03			
2	2-1	2.17	5.03	6.75	9.265
	2-3	2.86			
3	3-2	2.86	5.06	7.39	9.92
	3-4	2.2			
4	4-1	2.5	7.58	6.04	9.83
	4-3	2.2			
	4-5	2.88			
5	5-4	2.88	4.48	7.27	9.51
	5-6	1.6			
6	6-1	3.03	4.63	16.84	19.155
	6-5	1.6			
<b>somme</b>					<b>70.05</b>

**Tableau IV.11 : Détermination de débit aux nœuds pour le cas secteur II**

Nœud	Tronçons	Debit de route $Q_r$ (l/s)	$\sum Q_{\text{tronçon}} \text{ relie au nœud}$ (l/s)	$\Sigma Q_r$ (l/s)	$Q_n$ (l/s)
1	1 – 2	5.35	10.43	11.19	16.405
	1 – 5	5.08			
2	2 – 1	5.35	14.24	3.28	10.40
	2 – 5	4.47			
	2 – 3	4.42			
3	3 – 2	4.42	8.64	0	4.32
	3 – 4	4.22			
4	4 – 3	4.22	8.84	11.29	15.71
	4 – 5	4.62			
5	5 – 1	5.08	14.17	5.71	12.795
	5 – 2	4.47			
	5 – 4	4.62			
<b>somme</b>					<b>59.63</b>

## IV.7. CALCUL DU RESEAU PAR LE LOGICIEL « EPANET »

### IV.7.1. Méthode de calcul :

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution est celle de HARDY CROSS effectuée par le logiciel de simulation « EPANET version 2.0 » (build 2.00.10), il utilise l'algorithme HARDY CROSS pour déterminer les corrections des débits dans les conduites. La méthode de HARDY CROSS repose sur deux lois :

- ✓ **1<sup>ère</sup> loi** (équation de continuité première de KIRCHOFF) :

En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui y arrive est égale à la somme des débits qui y partent .

- ✓ **2<sup>ème</sup> loi** (loi des mailles) :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes des charges est nulle;  $\sum \Delta H = 0$ .

### IV.7.2. Formule de perte de charge:

La formule qu'on utilise pour la détermination des pertes des charges est celle de Darcy – Weisbach, est ce dernier, donné comme suit :

$$J = 0.08263 \times F \times Q^2 / D^5 \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

$J$  : perte de charge en (m).

$F$  : coefficient de frottement (perte de charge).

$Q$  : débit d'écoulement en (m<sup>3</sup> /s).

$D$  : diamètre de conduite en (m).

Le calcul de coefficient de perte de charge  $F$  est donné par la formule :

$$F = 1.325 / [\ln(\varepsilon / 3.7 D) + 5.74 / R^{0.9}]^2 \quad (\text{IV.5})$$

Avec:

$R$  : nombre de Reynolds.

Pour l'application de cette formule, il faut justifier les conditions suivantes :

- $10^{-6} < \varepsilon / D \leq 10^{-2}$ .
- $5000 \leq R \leq 10^8$ .

### IV.7.3 : Calcul des pressions de service du réseau (au sol )

Pour que notre réseau soit réalisable, il faut qu'il assure la pression minimale en tous points de notre surface à alimenter.

En pratique la pression de service peut être assurée dans une fourchette de 10 à 40 mètres de colonne d'eau, c'est-à-dire de 1 à 4 bars .

Connaissant les côtes de différents extrémités des différents tronçons de notre réseau, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

$$P_{Si} = C_{Pi} - C_{Ti} \quad (IV.6)$$

$P_{Si}$  : Pression au sol en point ( i ) .

$C_{Pi}$  : Côte piézométrique (le charge ) en point ( i ) .

$C_{Ti}$  : Côte terrain naturel en point ( i ) .

**Remarque :** Il suffit de connaître une seule côte piézométrique (par exemple celle du réservoir; CTP) pour déterminer les autres côtes piézométrique des différents points du réseau (en retranchant ou en ajoutant les pertes de charge, selon le sens d'écoulement) et ça se fait par plusieurs itérations que le programme EPANET exécute.

Les résultats de calcul des pressions au sol des différents cas sont calculés par le programme EPANET, ils sont regroupés dans le tableau suivant:

#### IV.7.4. résultat de calcul

Tableau IV-12 -résultat de calcul Secteur 1

réservoir	L(m)	D(mm)	Q(l/s)	V(m/s)	J	Altitude (m)	Pression (bar)
R1	118	315	-70.05	0.9	0.0091	90	2

Tuyau	L(m)	Q	D	V	J	$\Delta H_t$
		l/s	mm	(m/s)		(m)
1-2	551	18.85	250	0.38	0.00054	0.298
2-3	728	9.59	160	0.48	0.00138	1.005
3-4	557	0.33	125	0.03	0.00001	0.006
1-4	634	21.72	200	0.69	0.00204	1.293
4-5	732	11.56	110	1.22	0.01158	8.477
5-6	406	2.05	160	0.1	0.00009	0.037
1-6	772	17.11	125	1.39	0.0127	9.804

Noude	Altitude (m)	débit aux nœuds	Pression (m)
1	74.79	12.37	21.98
2	78.22	9.265	18.26
3	77.45	9.92	18.02
4	74.43	9.83	21.05
5	74.04	9.51	12.97
6	74.56	19.155	12.41

Tableau IV-13- résultat de calcul Secteur 2

réservoir	L(m)	D(mm)	Q(l/s)	V(m/s)	J	Altitude (m)	Pression (bar)
R2	282	315	-59.63	0.77	0.00142	95	2

Tronçons	L(m)	Q	D	V	J	$\Delta H_t$
		l/s	mm	(m/s)		(m)
1-2	837	22.82	200	0.73	0.00223	1.867
2-3	691	6.6	110	0.69	0.00424	2.930
3-4	660	2.28	125	0.19	0.00035	0.231
4-5	723	13.43	200	0.43	0.00086	0.622
2-5	699	5.82	110	0.61	0.00339	2.370
1-5	795	20.41	160	1.02	0.00533	4.237

Noude	Altitude (m)	débit aux nœuds	Pression (m)
1	77.23	16.405	14.37
2	77.14	10.4	12.59
3	75.14	4.32	11.83
4	74.87	15.71	11.86
5	74.47	12.795	12.89

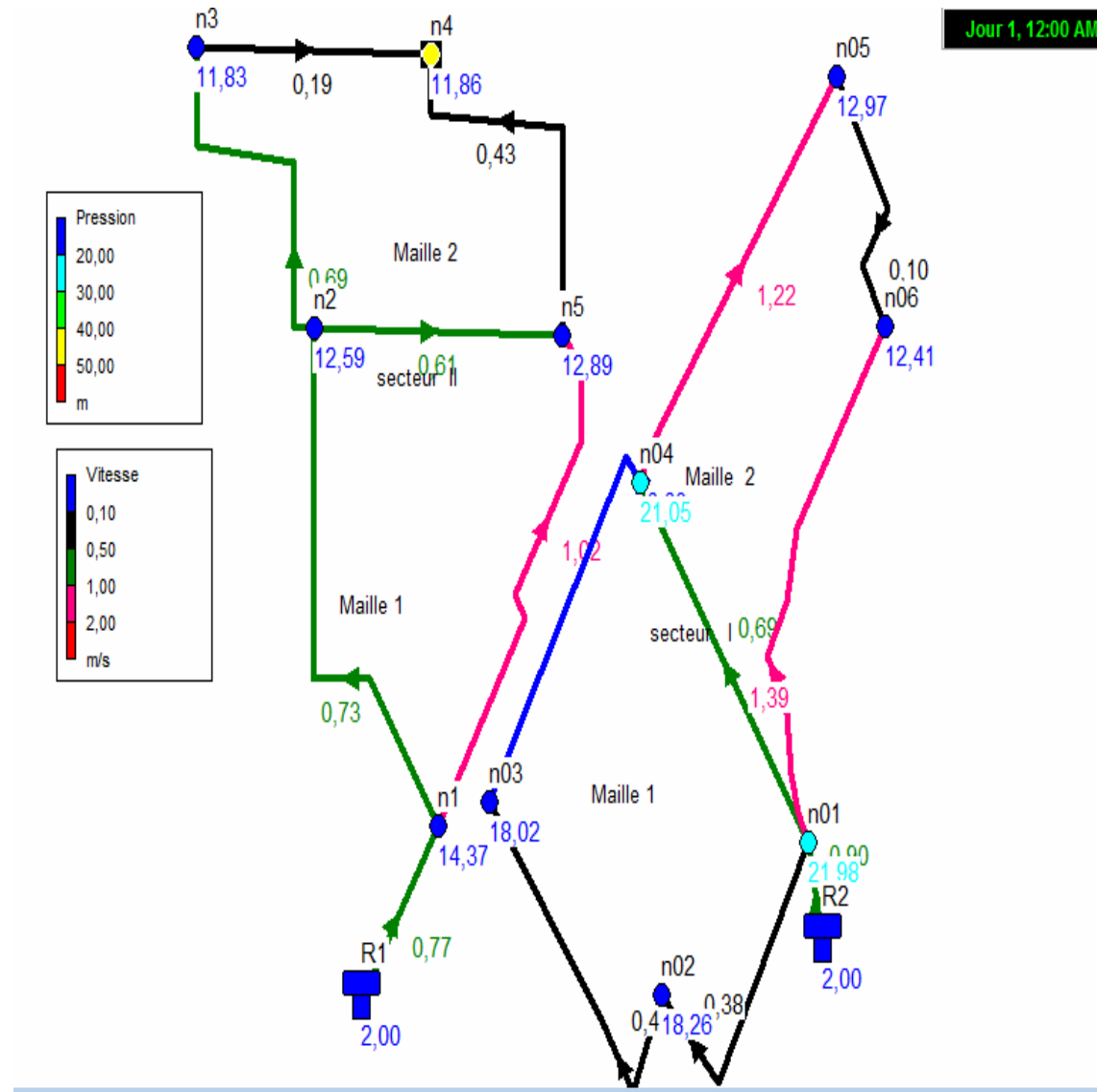


Figure (N° 03): Répartition de la vitesse et de la pression

#### IV.8. CONCLUION:

Le calcul de notre réseau d'alimentation en eau potable à été effectué en utilisant un logiciel de calcul «EPANAT » qui nous a faciliter la tache pour le calcul des pressions de sol au niveau de notre réseau maillé. Les vitesses dans les conduites sont vérifiés il sont de l'ordre de (...exemple 0,5 ) m/s et les pertes de charges dans les conduites sont inférieures à (...exemple.0,5 ).

## CONCLUSION GENERALE

la commune Tendla ,est une ville algérienne, située dans le daïra de Djamaa et la wilaya d'El Oued.

La ville s'étend sur 978 km<sup>2</sup> et compte 9 193 habitants depuis le dernier recensement de la population(2008). La densité de population est de 9,4 habitants par km<sup>2</sup> sur la ville.

Dans l'étude le géologique, nous avons identifié la géomorphologie du sous-sol, les reliefs et la tectonique caractérisant l'aire d'étude. Le climat de la région est comme le climat saharien se caractérise par une température élevée. La région d'étude possède une réserve d'eau surface fourni par les réservoir, la capacité de stockage prévu ne satisfaire pas les besoin de habitants.

Le calcul de notre réseau d'alimentation en eau potable à été effectué en utilisant un logiciel de calcul « EPANAT » qui nous a faciliter la tache pour le calcul des pressions de sol au niveau de notre réseau maillé.

# RÉFÉRENCÉ

[1] : cours de l'alimentation en eau potable niveau 3GRE(2014) M. Khafer Ibtissem

[2] : Mini projet de fin d'étude de réseau D'AEP de la région de El oued

[3]:projet d'exécution par bureau d'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Tendla Djamaa Wilaya d' El Oued aout (2008).

[4]: Répartition de hydraulique Djamaa Wilaya d' El Oued

[5]: [http://www. Google.com](http://www.Google.com)