

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université d'el oued

Faculté de sciences technologiques

Filière d'hydraulique



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme licence (LMD) en hydraulique

Option : hydraulique urbaine

**THEME : ETUDE DE RESEAU D'AEP DE LA CITÉ
120 LOGEMENTS DE LA VILLE DE
(OUED ALANDA)**

Encadré par :

- *khater ibtissem*

présenté par :

- *chelghoum Brahim*

- *lorbi Larbi*

Promotion : juin2014

REMERCIEMENTS

*Nous remercions le Seigneur de nous avoir aidés à accomplir ce travail après un long parcours, sans oublier bien entendu notre enseignant : **khâter ibtissem** qui avait donné de son mieux pour arriver à cette phase décisive.*

Egalement, nous remercions tout le staff enseignant à qui nous exprimons notre gratitude pour les efforts déployés pendant les études, le milieu étudiantin qui aussi n'a pas hésité de nous donner un coup de pouce et finalement nos chers parents qui n'ont pas manqué un jour de nous prodiguer les soins nécessaire et de nous encourager matériellement et moralement pour parvenir à ce stade.

Que Dieu les protège et prolonge leur vie.

Brakim chelghoum & larbi lorbi



SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
<u>Chapitre I</u> : Présentation de la zone d'étude :.....
I.1.INTRODUCTION :.....	2
I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE :.....	3
I.3.SITUATION TOPOGRAPHIQUE :.....	5
I.4. SITUATION CLIMATOLOGIQUE :.....	5
- I.4.1.Le climat :.....	5
- I.4.2.La température :.....	6
- I.4.3.La Pluviométrie :.....	6
- I.4.4. Les vents :.....	7
- I.4.5. L'évaporation :.....	7
- I.4.6. L'humidité relative.4 :	8
I.5. SITUATION GEOLOGIQUE :.....	8
I.6. SITUATION HYDROLOGIQUE :.....	8
- I.6.1. Nappe phréatique :.....	9
- I.6.2. Nappe du Complexe Terminal :.....	9
- I.6.3. Nappe du Continental Intercalaire :.....	10
I.7.CONCLUSION :.....	10
<u>Chapitre II</u> : Généralité sur le système d'AEP
II.1.INTRODUCTION :.....	11
II.2.DESCRPTION D'UN RESEAU D'A.E.P :.....	11
- II.2.1) Maillon ressource :.....	11
- II.2.2) Maillon production - adduction :.....	11
- II.2.3) Le maillon traitement :.....	12
- II.2.4) Le maillon stockage :.....	12
II.2.4.1) <i>Fonctions techniques</i> :.....	13
II.2.4.2) <i>Fonctions économiques</i> :.....	13
- II.2.5) Le réseau de distribution :.....	13
II.2.5.2) Ossature du réseau :.....	13

II.2.5.2.1) <i>Le réseau ramifié</i> :.....	13
II.2.5.2.2) <i>Le réseau maillé</i> :.....	14
II.2.5.3) Éléments constitutifs d'un réseau de distribution d'eau potable :..	14
II.2.5.3.1) Les matériaux des canalisations :.....	14
II.2.5.3.2) Les joints :.....	15
II.2.5.3.3) Les vannes :.....	15
II.2.5.3.4) Les ventouses :.....	16
II.2.5.3.5) Les décharge :.....	16
II.2.5.3.6) Les poteaux d'incendie :.....	17
II.2.5.4) La pression dans le réseau :.....	18
II.3. PROBLMES RENCONTRES DANS UN RESEAU D'A.E.P :.....	18
II.4. CONCLUSION :.....	18
Chapitre III : Calcule hydraulique d'un réseau ramifier	
III.1. INTRODUCTION :.....	19
III.2. ETUDE DU SCHEMA DE DISTRIBUTION :.....	19
III.3. ETUDE DU LA CAPACITE DU RESEAU :.....	19
III.4. SITUATION DEMOGRAPHIQUE :.....	19
III.5. ESTIMATIONS DES BESOINS :.....	19
- III.5.1. Besoins domestiques :.....	19
- III.5.2. Besoins d'équipements :.....	20
- III.5.3. Estimations des besoins totaux :.....	20
III.6. ETUDE DE LA VARIATION DES DEBITS :.....	21
- III.6.1 Débit maximal journalier :.....	21
- III.6.2 Débit Pointe :.....	22
III.6.2.1. Calcule de coefficient de pointe	22
III.7. CALCULE HYDRAULIQUE DU RESEAU :.....	23
- III.7.1 Calcul du débit spécifique :.....	23
- III.7.2. Débit en route :.....	24
- III.7.3. Calculer les débits de tronçon :.....	26
- III.7.4. Le calcul hydraulique du réseau :.....	28
III.8. CONCLUSION :.....	34
CONCLUSION GENERALE	35
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	36

LISSET DES TABLEAUX

N°	Nom du tableau	Page
I.1	Données météorologiques de la région du Souf	5
I.2	Les caractéristiques des nappes de Souf	10
III.1	Estimations du nombre de population	19
III.2	Estimations du besoin domestique	20
III.3	Estimations du besoin d'équipement	20
III.4	Estimations du besoin des équipements totaux	20
III.5	Estimations des débits moyens majorés	21
III.6	Estimations des débits maximal journalier	21
III.7	valeurs de β	22
III.8	calculer la valeur du coefficient de pointe (première méthode)	22
III.9	calculer la valeur du coefficient de pointe (deuxième méthode)	23
III.10	calculer la valeur du coefficient de pointe	23
III.11	Estimations du débit de pointe	23
III.12	Détermination de débit spécifique	23
III.13	Détermination de débit en route	24
III.14	Détermination de débit en route (suite)	25
III.15	Détermination des débits de tronçon	26
III.16	Détermination des débits de tronçon (suite)	27
III.17	calcul hydraulique du réseau	28
III.18	calcul hydraulique du réseau (suite)	29
III.19	calcul la pression au sol	30
III.20	calcul la pression au sol (suite)	31
III.21	Les côtes piézométriques des prises de départ	32
III.22	calcul hydraulique du réseau	33
III.23	calcul la pression au sol	33
III.24	Les côtes piézométriques des prises de départ	34
III.25	calcul la pression au sol	34

LISTE DES FIGURES

N°	Nom de la figure	Page
I.1	La géographie du Souf	2
I.2	Frontière Communes limitrophes d'Oued El Alenda	3
I.3	Cités 120 logements Oued Alanda	4
I.4	Moyennes mensuelles des températures moyennes en (°C) (1984-2014)	6
I.5	Moyennes mensuelles des pluies en (mm) (1984-2014)	6
I.6	Moyennes mensuelles des vitesses des vents (m/s) (1984-2014)	7
I.7	Moyennes mensuelles des vitesses des vents (m/s) (1984-2014)	7
I.8	Moyennes mensuelles de l'humidité relative en (mm) (1984-2014)	8
I.9	Le Système Aquifère du Sahara Septentrional	9
II.1	Le réseau ramifié	14
II.2	Le réseau maillé	14
II.3	les différents types de joints	15
II.4	le différent type de vannes	16
II.5	types de ventouses	16
II.6	Poteau d'incendie	17
II.7	installation d'un poteau d'incendie vue en coupe	17

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 une pression relativement constante.

Le but de ce travail est de concevoir un réseau d'alimentation en eau potable concerne la Cité 120 logements de la ville de Oued Alanda, elle est située au Sud-ouest 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 essayé 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 : *Généralité sur le système d'AEP*
- ❖ Chapitre III : *Calcul hydraulique d'un réseau ramifié*

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1.INTRODUCTION :

La ville d'El 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 33 communes, elle s'étend sur 3000 km² 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 54573 km² et compte 990.000 habitant en 2014 (l'encyclopédie libre, 2014) (Figure I.1).

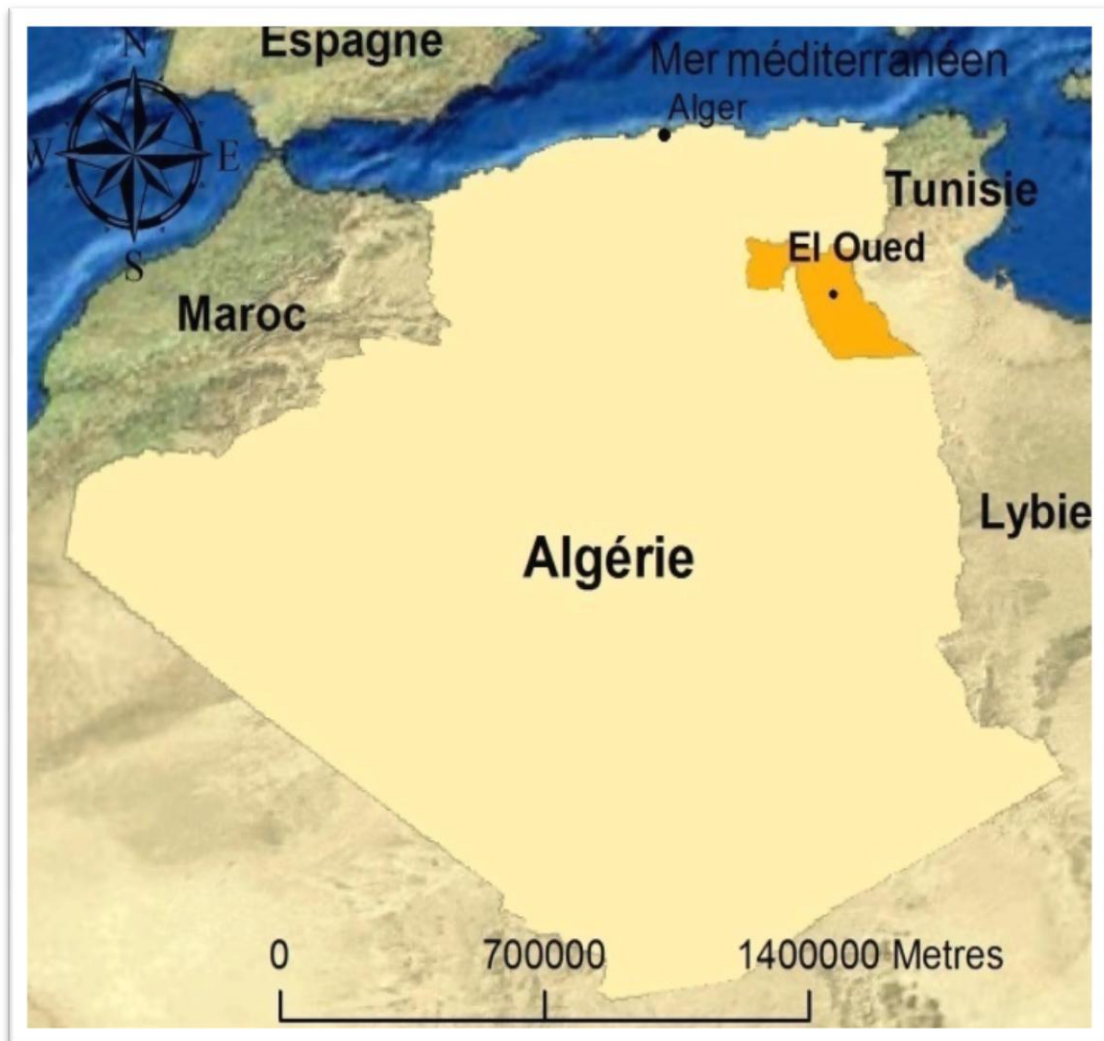


Figure I.1: La géographie du Souf

La zone d'étude appartenant a la commune **oued alanda**, établi en vertu de là loi 19 décembre 1984. Décret n° 84-365, fixant la composition, la consistance et les limites territoriale des communes. Wilaya d'El Oued

Il est assis sur une zone de 712 km² de surface, le nombre de la population est estimée de 6830 habitants recensement (année 2014), et comprend des zones résidentielles sont à leur tour divisée en huit districts sont les suivants:

Quartier chégamat / le quartier dabadib / quartier de khobna / de Mih El Ghazala / le quartier oued El Alenda Nord / quartier Oued El Alenda Sud /quartier safra /quartier 120 logements

Dans le présent chapitre, nous nous intéressons à l'étude de différents facteurs influençables sur la conception de ce projet et connaître les caractéristiques physiques du lieu.

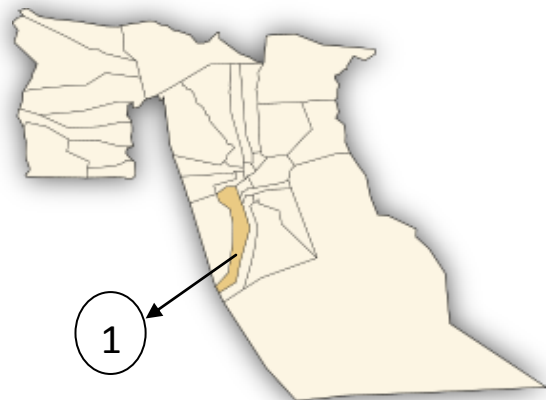
Localités de la commune :

- cités Chégamat
- **cités 120 logements**
- cités Dabadib
- cités Khobna
- cités Mih El Ghazala
- cités Oued El Alenda Nord
- cités Oued El Alenda Sud
- cités Safra

I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE :

Le commun oued alanda situé dans La partie ouest de mandate la vallée, en passant par la Route Nationale N° 16 le lien entre la vallée de Ouargla, à l'écart de d' W El-oued 20 km, délimité par Figure I.2:

- Au nord la kouinine
- Au sud la robbah
- Au' Est robbah
- Au l'ouest mih ouansa



Mih Ouansa	Kouinine	El Oued, Bayadha
Mih Ouansa	1	Robbah
Mih Ouansa, (wilaya de Ouargla)	Robbah	Robbah

Figure I.2: Frontière Communes limitrophes d'Oued El Alenda

Comme le nombre de logement viron 2362 logements, dont 980 logements vacants. Notre présente étude va sintériser au dimensionnement de la cité 120 logements figure I.3

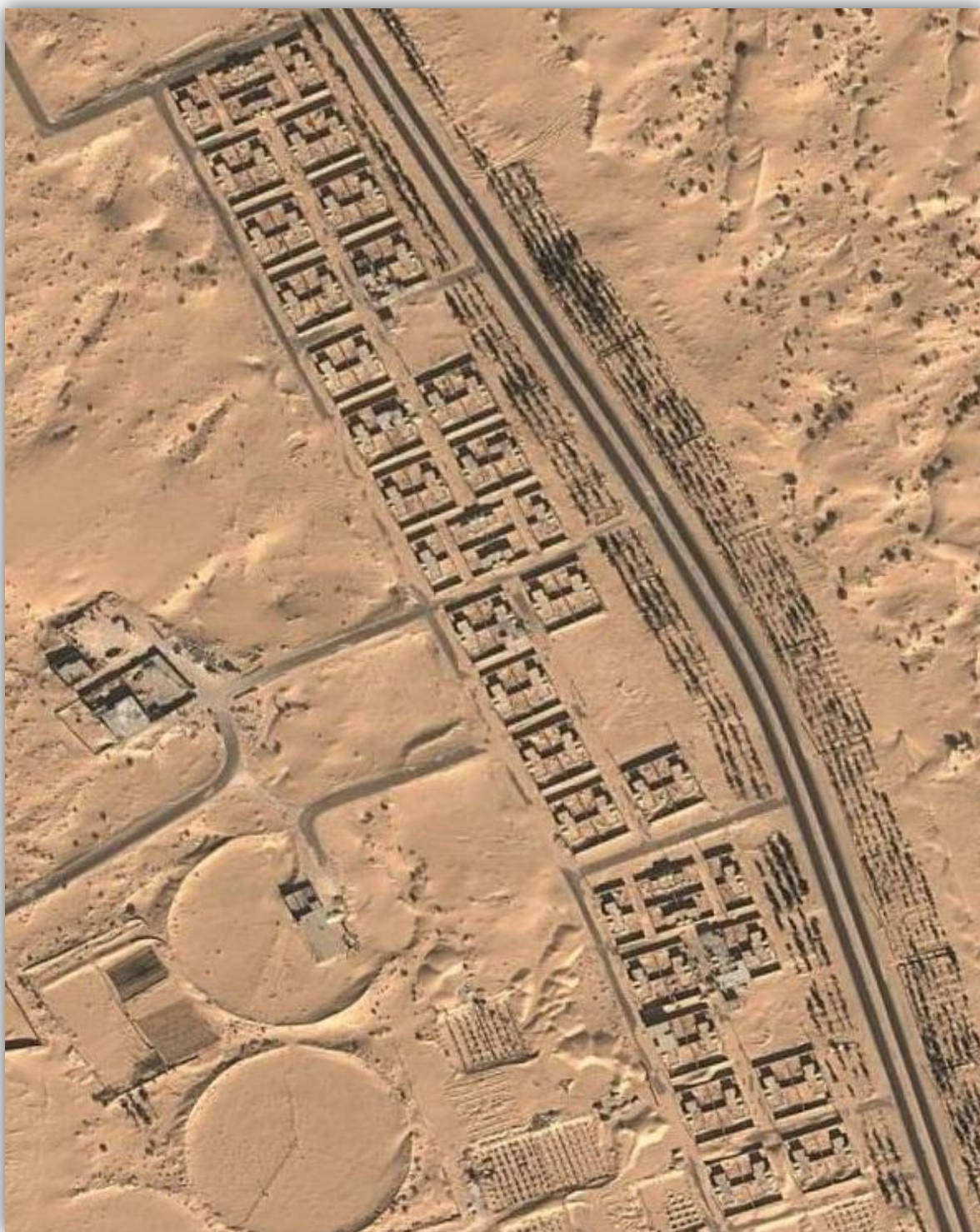


Figure I.3: Cités 120 logements Oued Alanda

I.3.SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

Dans la conception d'un réseau d'alimentation en eau potable, la topographie joue un rôle déterminant vue la circulation des eaux qui se fait généralement par gravité, les terrains de la région présentant une pente moyenne et généralement faible dans des autres cas.

I.4. SITUATION CLIMATOLOGIQUE :

Les données climatologiques sont très importantes pour un projet d'AEP, elles nous aident à se renseigner sur la pluviométrie, la température, le taux d'humidité.....

I.4.1.Le climat :

L'aridité et la chaleur sont ses caractères essentiels. Les mois d'été sont très chauds, et les températures atteignent 49° à l'ombre et plus de 50° les jours de sirocco (Chihili). La couche superficielle du sable frôle les 60° mais la température diminue notablement avec la profondeur. En revanche, l'hiver est relativement froid tandis que le gel n'est pas rare; et parfois la température peut descendre au dessous de 0°, notamment la nuit. Pour une meilleure caractérisation du climat de la région de Souf nous avons utilisé les données relatives aux différents paramètres climatiques dans un durée de 30 ans, entre la période 1984 et 2014 par l'Office National de la Météorologie (ONM) [tableau 1], enregistrées par la station climatologique de l'aérodrome de Guemar, El Oued.

Tableau I.1 : Données météorologiques de la région du Souf

Mois \ Paramètre	Humidité H. (%)	Température T. (°C.)	Précipitation P. (mm)	Vitesse de vent V. (m/s)	Evaporation E. (mm)
Janvier	51.26	16.66	13.80	2.22	76.19
Février	57.70	19.94	6.32	2.77	99.94
Mars	36.11	24.52	7.65	3.47	146.02
Avril	67.32	29.16	6.87	4.25	196.11
Mai	61.66	34.15	5.07	4.39	244.47
Juin	54.29	38.59	1.50	4.18	271.72
Juillet	46.33	39.74	0.26	3.69	305.20
Août	67.45	39.75	2.12	3.20	296
Septembre	33.14	35.87	5.7	3.30	197.50
Octobre	36.30	30.52	7.92	2.40	148.29
November	41.03	23.40	8.00	2.21	99.31
December	45.95	17.06	7.56	2.38	72.53
Doyenne annuelle	49.88	29.11	6.06	3.21	177.19

I.4.2. La température :

Les températures les plus basses sont enregistrées dans le mois de janvier et les plus élevées au mois de Juillet et Août. Ces variations et ces valeurs classent ce périmètre parmi les régions semi arides. On remarque que les températures en période d'hiver sont en général plus fraîches. Dans le [tableau 1], la température moyenne annuelle voisinant les 29°C (Figure I.4).

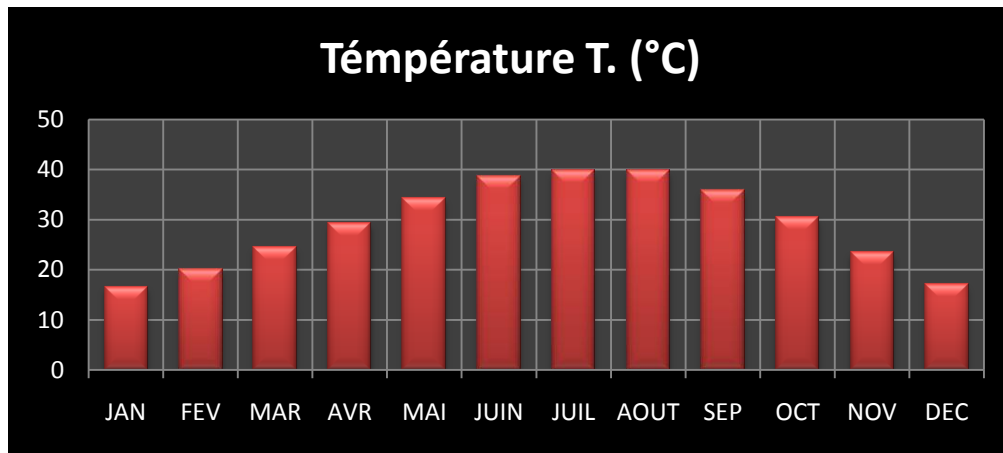


Figure I.4: Moyennes mensuelles des températures moyennes en (°C) (1984-2014)

I.4.3. La Pluviométrie :

La répartition de précipitations est apparaitre durant la saison d'hiver, mais elle ne présente pas une forte quantité, et parfois sous forme d'averses. On remarque que la majorité des pluies en tombe en mois de Janvier. Elles sont caractérisées par leur rareté et leur extrême variabilité de 0.26 à 13.80 mm, avec une moyenne annuelle est de l'ordre de 6 mm (Figure I.5).

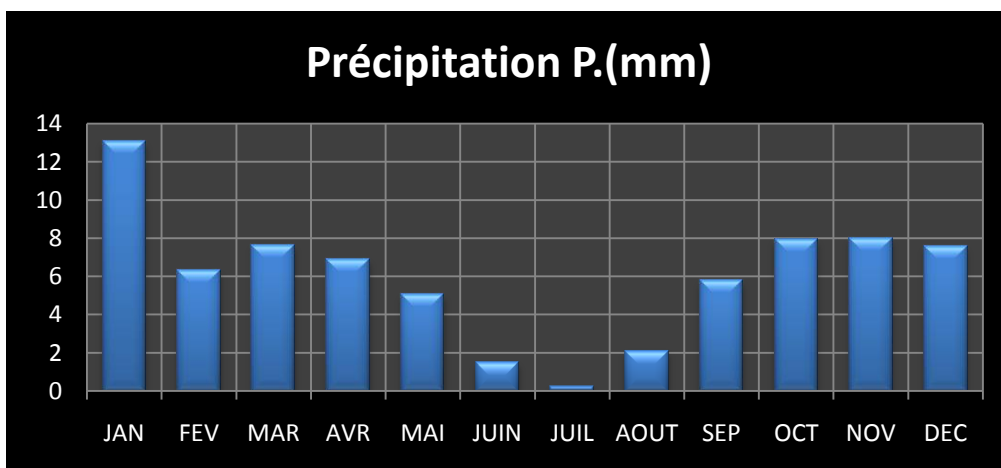


Figure I.5: Moyennes mensuelles des pluies en (mm) (1984-2014)

I.4.4. Les vents :

Les vents les plus violents soufflent jusqu'à 80 km/h et sont fréquents surtout durant la période de Mars à Juin. Quand le vent de sable (simoun) se déchaîne, en quelques minutes le paysage devient méconnaissable. Généralement ce sont des vents à direction Est et Nord-est prédominante, puis à un degré moindre ceux de direction Ouest et Sud-ouest.

Le tableau 1 présente les variations des vitesses moyennes mensuelles du vent durant la période entre 1984 et 2014 (Figure I.6).

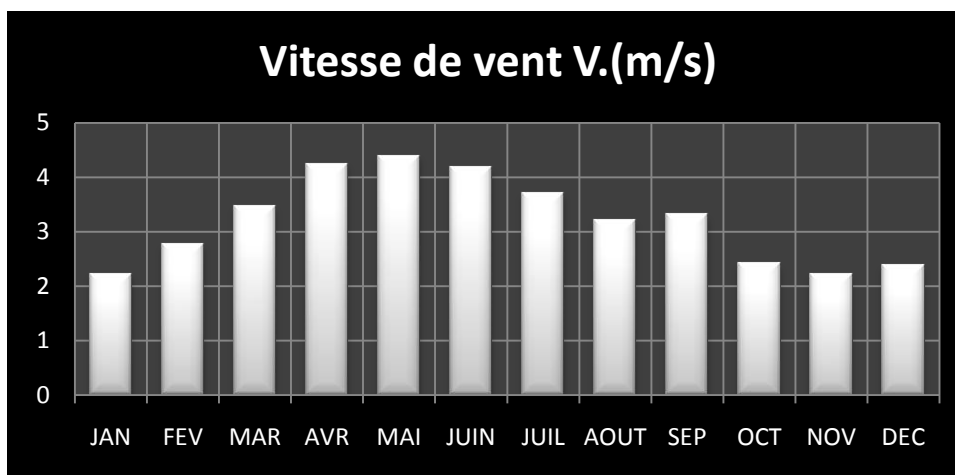


Figure I.6: Moyennes mensuelles des vitesses des vents (m/s) (1984-2014)

I.4.5. L'évaporation :

L'évaporation est très intense, surtout lorsqu'elle est renforcée par les vents chauds, elle est de l'ordre de 177.19 mm, avec un maximum du moyenne mensuelle d'évaporation est enregistrée au mois de Juillet à une valeur de 305.20mm, et la plus faible est au mois de Décembre avec une valeur de 72.53mm selon le tableau 1, qui résume les variations de l'évaporation moyenne mensuelle entre 1984 et 2014 (ONM, 2014) (Figure I.7).

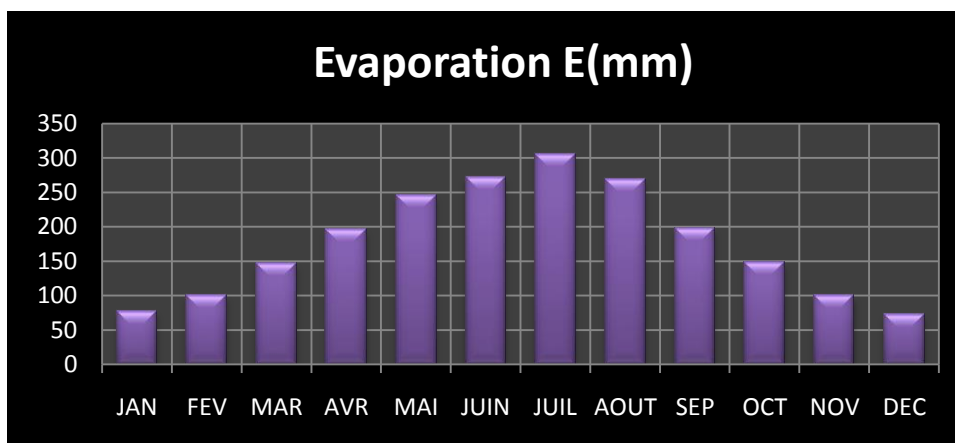


Figure I.7: Moyennes mensuelles des vitesses des vents (m/s) (1984-2014)

I.4.6. L'humidité relative.4:

L'humidité relative de l'air est faible, elle est de l'ordre de 33,14% au mois de Septembre et atteignant un maximum de 67,45 % au mois d'Août. La moyenne annuelle est de l'ordre de 49,88%. Le tableau 1 nous renseigne sur les moyennes mensuelles de l'humidité relative de la zone d'étude entre (1984 et 2014) (ONM, 2014) (Figure I.8).

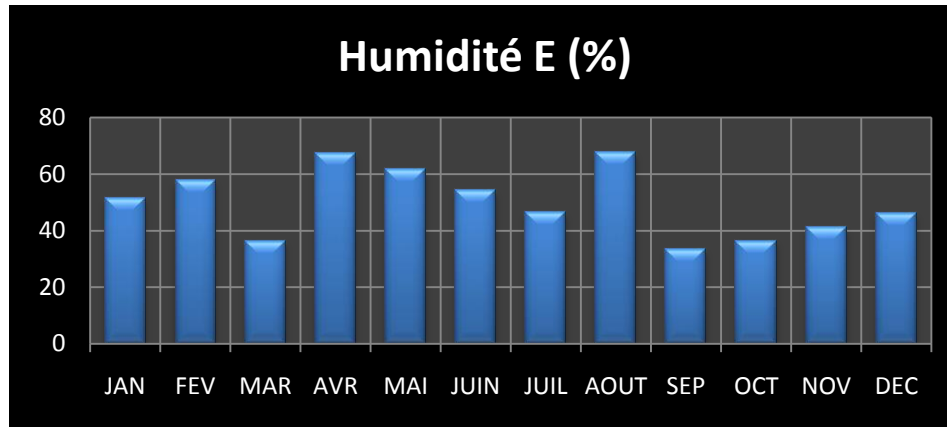


Figure I.8: Moyennes mensuelles de l'humidité relative en (mm) (1984-2014)

I.5. SITUATION GEOLOGIQUE :

La nature de salement terrestres du sable la commune Oued El Alenda il ya des dunes de sable sont stationnés dans Lenard et le nord-ouest, est également caractérisée par l'existent ce municipale d'un changement sur les hauteurs de niveau de l'Intérieur, et de hauteur sent les deux (107,80 m) et (94,71 m) La hauteur moyenne est de 101,25m, elle est située sur 97 m au-dessus du niveau de la mer.

Source : Informations fournies ce rapport est tirées de la commune Oued El Alenda , Département de la vallée pour l'année 2014.

I.6. SITUATION HYDROLOGIQUE :

Le bassin du Sahara septentrional, s'étend sur une superficie de 872373km². Le bassin regroupe 96 communes situées dans huit wilayas, dont deux en totalité. Il se distingue par d'importantes ressources en eau souterraines contenues dans deux principaux aquifères, qui sont le continental Intercalaire (CI) et le Complexe Terminal (CT) (**Fig. (I.9)**). Les volumes soutirés dans ces formations sont évalués à 1.576 milliard de m³ par an, dont 1.49 milliard de m³ par 2242 forages et 86 hm³ par 700 foggaras. Il est important de signaler, que plus de ces ressources sont affectées à l'irrigation pour une superficie de 108597 ha.

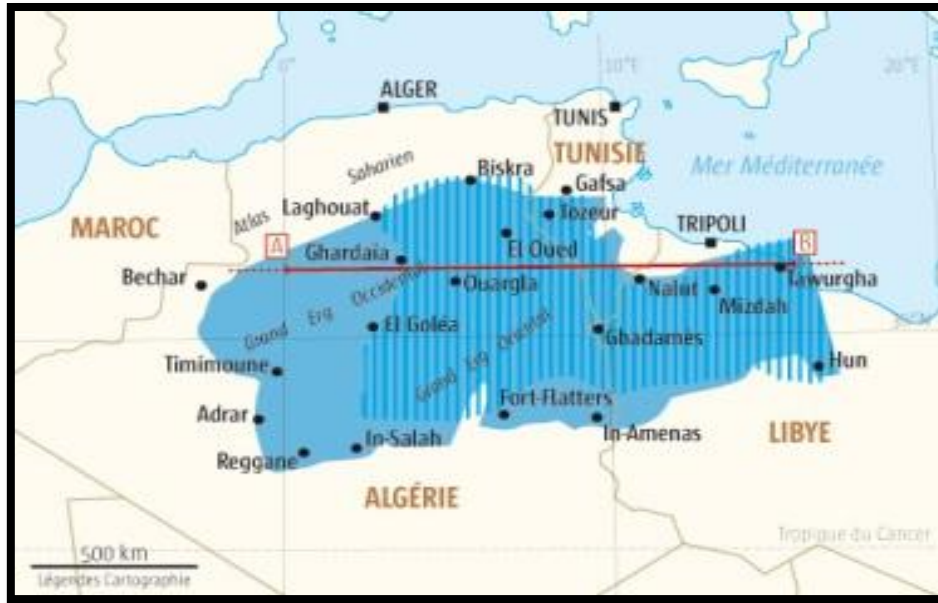


Figure I.9: Le Système Aquifère du Sahara Septentrional (OSS, 2003)

I.6.1. Nappe phréatique :

La nappe phréatique présente dans toute l'oasis de Souf correspond essentiellement à la partie supérieure des formations continentales déposées à la fin du quaternaire, avec une profondeur variable entre 10 et 50 mètres.

Cette nappe est la source principale d'irrigation d'importantes palmeraies, elle est surtout exploitée par des puits traditionnels, qui sont au nombre de 1500.

La profondeur du toit de cette nappe, d'après les coupes géologiques, dépasse parfois 20 mètres. La circulation des eaux dans cette nappe est relativement lente sur toute la région du Souf particulièrement dans les zones caractérisées par l'existence de lentilles argileuses qui influent sur la perméabilité des sables. Excepté dans la région des chotts. La nappe phréatique est présente sur toute la zone d'étude.

I.6.2. Nappe du Complexe Terminal :

Elle est composée des trois nappes; les deux premières correspondent aux nappes des sables d'âge Moi-Pliocène et Pontien, la troisième est la nappe des calcaires d'âge Sénon-Eocène. La première correspondre à la formation supérieur du Complexe Terminal (CT), elle est constituée par du sable peu grossier se trouve à une profondeur moyenne de 280 m, cette nappe du Moi-Pliocène couvre presque tout le Souf. La deuxième nappe de sable est d'âge potier (Eocène Supérieur). Elle prend position entre la 1 ère et la nappe de calcaire. Sa profondeur varie entre 400 et 480 m avec une épaisseur moyenne de 50 m.

I.6.3. Nappe du Continental Intercalaire :

Elle est située à une profondeur allant de 1400 à 1800 m. On l'appelle nappe albienne. L'eau de cette nappe est chaude (40 à 60 °C), elle présente un handicap majeur pour l'irrigation qui demande un refroidissement.

L'étude hydrogéologique est un facteur très important pour la stabilité du réseau d'AEP. Le (tableau I.2) présente les caractéristiques concernant les deux nappes souterraines (CT, CI) de Souf.

Tableau I.2 : Les caractéristiques des nappes de Souf

Caractéristiques \ Nappe	Complexe Terminal (CT)	Continental Intercalaire (CI)
Température (°C)	22	70
Salinité (g/l)	4.5	1.95-2
Profondeur (m)	Plus de 140	Plu de 1200

I.7. Conclusion :

Ayant défini les données concernant votre agglomération du point de vue géologique, topographique, géographique, et climatologique ainsi que hydraulique, nous procédons à l'élaboration d'une étude qui consiste à alimenter un réseau en eau potable pour l'agglomération de la cité 120 logements.

Chapitre II

Généralité sur le système d'AEP

II.1.INTRODUCTION :

Le distributeur d'eau potable a toujours le souci de couvrir les besoins des consommateurs, en quantité et qualité suffisantes. Il a aussi le souci de veiller à la bonne gestion et à la perfection de toutes les infrastructures concourant l'approvisionnement en eau.

Dans ce chapitre, nous présenterons les différents maillons constituant un réseau d'Alimentation en Eau Potable (A.E.P), les différents problèmes pouvant être rencontrés dans un tel réseau et les différentes méthodes de réhabilitation permettant d'en remédier

II.2.DESCRPTION D'UN RESEAU D'A.E.P :

Un réseau d'A.E.P constitue l'ensemble des moyens et infrastructures dont dispose l'ingénieur pour transporter l'eau depuis la source jusqu'au consommateur.

Un réseau d'eau potable doit être fiable et durable pour pouvoir répondre aux exigences des consommateurs (quantité et qualité optimales, dysfonctionnement minimaux).

Le transport de l'eau de la source jusqu'au point de distribution se fait suivant une chaîne composée de quatre maillons principaux.

L'incorporation ou non du maillon traitement dépend de la qualité de l'eau de la source.

Avant de détailler le réseau de distribution, sur lequel va porter notre étude, nous allons d'abord décrire brièvement les autres maillons

II.2.1) Maillon ressource :

La ressource est une structure permettant le captage de l'eau. La prise d'eau se fait habituellement par un captage d'eau de surface (rivière, lac, barrage, etc.). En l'absence d'une telle source, ou lorsque l'eau de surface est trop polluée, on procède au captage d'eau souterraine (forage, puits, galeries, sources, ...)

II.2.2) Maillon production - adduction :

Ce maillon est un ensemble constitué d'une station de pompage et d'un dispositif d'adduction (conduite et accessoires).

a)-La station de pompage :

C'est le dispositif de production. Sa capacité est fonction du ou des réservoirs de stockage.

Elle est constituée des ouvrages et des équipements suivants :

- bêche d'aspiration,
- chambre de télé-contrôle et d'automatisation,
- groupes électropompes,
- autres équipements en amont et en aval des pompes (vannes, clapets, manomètres, etc.).

On remarque l'existence de plusieurs pompes. Ceci permettra d'un côté, de minimiser la consommation de l'énergie électrique, car le débit produit est réparti sur l'ensemble des pompes, et de l'autre côté, d'assurer la continuité du service en cas de panne de l'une d'elles

b)-Le dispositif d'adduction :

La conduite d'adduction relie la prise d'eau au réservoir de stockage. C'est une conduite d'un gros diamètre car elle est destinée à transporter un débit très important.

Pour faire face aux contraintes imposées par le terrain et le relief, on doit accompagner la conduite d'adduction par divers ouvrages :

- Ventouses aux points hauts du tracé pour l'évacuation d'air,
- Vidanges aux points bas du tracé,
- Brises charge pour éviter la surpression et la sous-pression dans la conduite. Plusieurs

Types de dispositifs sont utilisés :

- Volants d'inertie
- Soupapes de décharge
- Réservoirs d'air
- Cheminées d'équilibre.
- Ouvrages de protection contre la corrosion de la conduite.

II.2.3) Le maillon traitement :

Le traitement de l'eau brute se passe généralement en trois étapes :

- a) **La clarification** : il s'agit de débarrasser l'eau des particules colloïdales en utilisant un massif filtrant.
- b) **La stérilisation** : son objectif est de rendre l'eau bactériologiquement pure. Pour ceci, on utilise des oxydants tels que le chlore et l'ozone.
- c) **L'affinage** : permet d'éliminer les micropolluants (corps dissous).

II.2.4) Le maillon stockage :

Le réservoir de stockage est un bassin qui se remplit au cours des faibles consommations et qui se vide pendant les périodes de fortes consommations journalières. Le réservoir présente deux utilités (technique et économique) par les multiples fonctions qu'il remplit

II.2.4.1) Fonctions techniques : il permet :

- La régulation du débit pour tous les ouvrages qui se situent en amont et en aval de lui,
- La régulation de la pression dans le réseau de distribution,
- L'assurance de la continuité de l'approvisionnement en cas de panne dans les ouvrages situés, dans la partie amont,
- La participation au traitement (utilisation de réactifs),

II.2.4.2) Fonctions économiques : il permet :

- La réduction des investissements sur tous les autres ouvrages du réseau d'A.E.P,
- La réduction des coûts de l'énergie.

La capacité d'un réservoir dépend du mode d'exploitation des ouvrages de la partie amont et de la variabilité de la demande.

Pour l'emplacement d'un réservoir, selon que l'agglomération est située en plaine ou en terrain accidenté, il peut être soit enterré, soit semi-enterré, soit surélevé

II.2.5) Le réseau de distribution :

Du réservoir de stockage sort une conduite principale de gros diamètre. Celle-ci, en se prolongeant le long des rues de l'agglomération forme un ensemble de conduites maîtresses. Sur chacune de ces dernières, sont branchées des conduites de diamètres moindres dites conduites secondaires, tertiaires, etc.

L'ensemble de toutes ces différentes canalisations avec l'ensemble des équipements qui les accompagnent forment le réseau de distribution. C'est l'infrastructure la plus importante du réseau global, car il s'étend sur toute la surface de l'agglomération

II.2.5.2) Ossature du réseau :

L'ossature du réseau dépend de la configuration de l'agglomération. Deux géométries de réseau sont possibles : réseau ramifié ou réseau maillé.

II.2.5.2.1) Le réseau ramifié: il est appelé ainsi car il possède typologiquement une structure d'arbre. Pour ce type de réseau, à partir d'une conduite centrale, on met en relation plusieurs canalisations secondaires, tertiaires, ... etc. jusqu'à chaque compteur individuel. Un tel système présente un grave défaut ; dans une conduite donnée, l'eau circule toujours dans le même sens. Donc, une panne dans la conduite entraîne la perte de service pour tous les usagers situés en aval.

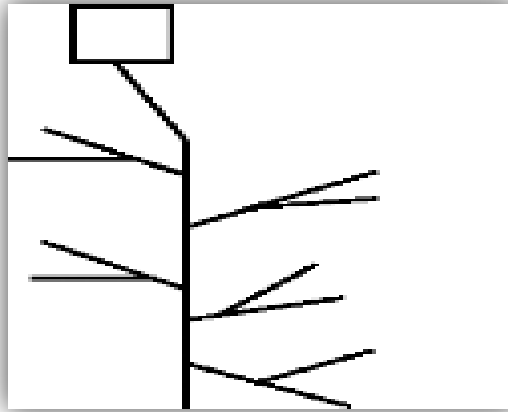


Figure II.1 : Le réseau ramifié

II.2.5.2.2) Le réseau maillé:

ce type de réseau est constitué de boucles. Le sens de l'écoulement varie fréquemment selon la demande de certaines conduites. En effet, le nombre d'abonnés non desservis en cas de panne ou de réparation est réduit au maximum puisque l'eau peut atteindre un même point par plusieurs chemins. L'autre intérêt est que la vitesse d'écoulement de l'eau est rarement nulle, ce qui offre l'avantage de maintenir la bonne qualité de l'eau distribuée

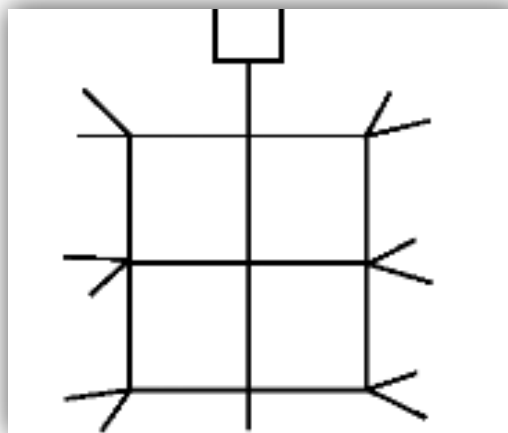


Figure II.2 : Le réseau maillé

II.2.5.3) Éléments constitutifs d'un réseau de distribution d'eau potable :

II.2.5.3.1) Les matériaux des canalisations :

Trois considérations sont essentielles pour le choix du matériau des canalisations :

- la sécurité de service,
- la longévité,
- le facteur économique.

Pour les conduites maîtresses, les matériaux les mieux adaptés sont la fonte ductile, le béton armé et l'acier, par contre, pour les conduites secondaires, on choisit des tuyaux en acier, polyéthylène et le PVC à joints flexibles.

II.2.5.3.2) Les joints :

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée.

Les joints constituent la partie la plus fragile de la canalisation à cause de leur souplesse ; tout mouvement du tuyau s'articule sur le joint, ce qui provoque en lui des usures mécaniques. L'action des produits chlorés de l'eau et le dessèchement induisent le vieillissement des joints. Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride. Les joints mécaniques ou à emboîtement sont utilisés pour relier les conduites enfouies dans le sol, alors que les joints à bride sont utilisés pour raccorder des tronçons à l'intérieur des constructions (station de pompage, station de traitement, etc.).

- a) mécanique
- b) à emboîtement,
- c) à bride

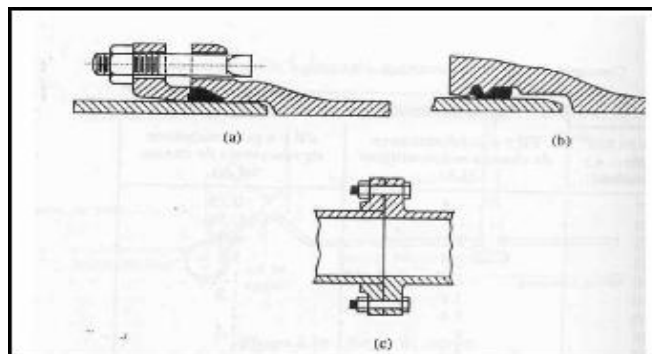


Figure II.3 : les différents types de joints

II.2.5.3.3) Les vannes :

Elles permettent de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés. :

- Les vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.
- Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.
- Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée.

- a) robinet-vanne
- b) robinet à papillon
- c) vanne à clapet de non-retour
- d) vanne de réduction de pression.

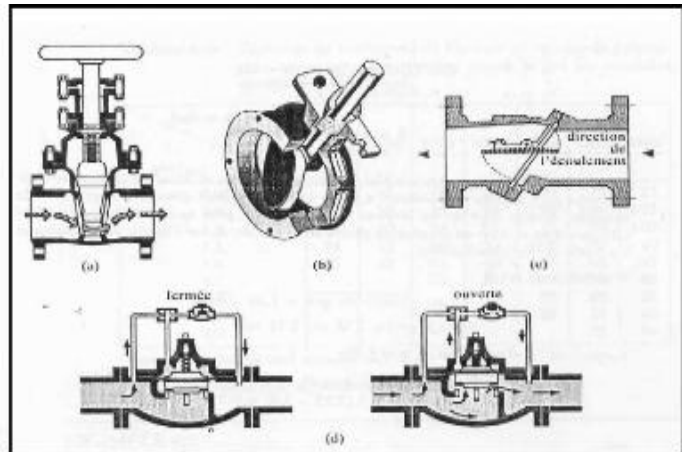


Figure II.4 : le différent type de vannes

II.2.5.3.4) Les ventouses :

On installe des ventouses aux points élevés du réseau. Elles permettent d'un côté, de faire évacuer les quantités d'air qui s'y accumulent à la suite, par exemple, du dégazage de l'oxygène dissous, et de l'autre côté, de faire pénétrer l'air lorsqu'un vide se crée dans une conduite et évitent la création de pressions négatives qui risqueraient d'entraîner l'écrasement de la conduite. Trois types de ventouses sont utilisés : ventouses pour petites quantités d'air, ventouses pour grandes quantités d'air et ventouses universelles.

- a) ventouse à petites quantités d'air
- b) ventouse à grandes quantités d'air
- c) ventouse universelle

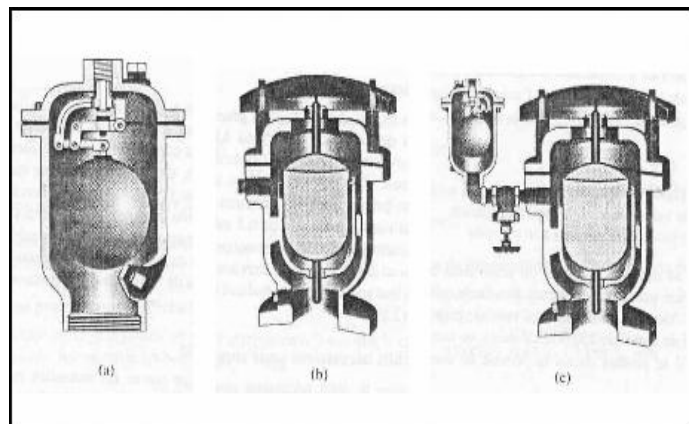


Figure II.5 : types de ventouses

II.2.5.3.5) Les décharge :

Une décharge est un robinet placé au point bas de la canalisation pour en permettre la vidange, l'évacuation s'effectue à l'égout le plus voisin ou si le point bas se trouve hors de la ville, dans le fossé le plus proche. Ce robinet sera placé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie et doit être facilement accessible.

Pour combattre les incendies ; plus le débit est élevé, plus les poteaux sont nombreux accessible.

II.2.5.4) La pression dans le réseau :

Le réseau doit être calculé de telle sorte que l'eau parvienne aux consommateurs avec une pression minimale. L'eau doit en effet atteindre les étages supérieurs des habitations et permettre l'utilisation efficace des appareils ménagers (chauffe-bain, machine à laver). Une pression minimale de 150 kpa est alors recommandée.

En vue de la bonne tenue des canalisations, et notamment de leurs joints, il y a lieu d'éviter des pressions supérieures à 500 kpa qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures des abonnés.

II.3.PROBLMES RENCONTRES DANS UN RESEAU D'A.E.P :

Plusieurs problèmes de différentes origines peuvent survenir dans un réseau d'A.E.P ; des fuites, les branchements illicites, les erreurs de compteurs, les problèmes environnementaux, pénétration de contaminants, chute de pression, des ruptures ou casses sur les conduites et leurs accessoires, les interruptions. A ces problèmes s'ajoutent des problèmes de gestion du réseau. Ces différents problèmes causent le mécontentement des consommateurs qui réagissent en déposant des plaintes sur les différents services (quantité insuffisante, qualité médiocre, interruption de l'alimentation, etc.) au niveau des services concernés.

Les différents problèmes survenant dans un réseau d'alimentation en eau potable peuvent être classés en trois grandes catégories :

- *Problèmes induisant les ruptures et les casses,*
- *Problèmes induisant les fuites,*
- *Problèmes induisant la dégradation de la qualité de l'eau.*
- ***Problème de gestion des réseaux d'A.E.P en Algérie :***

Les problèmes de gestion des réseaux algériens sont très divers :

- Méconnaissance des besoins en eau des populations.
- Entretien quasi-nul des canalisations et de leurs accessoires.
- Coupures d'eau fréquentes.
- Fuites non répertoriées.
- Interventions trop lentes sur les fuites.
- Personnel insuffisant et non qualifié.
- Inexistence de pompes de secours au niveau des stations de pompage.

II.4.CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons décrit d'une manière générale un réseau d'alimentation en eau potable ainsi que les différents problèmes pouvant survenir dans un tel réseau.

Chapitre III

Calcul hydraulique d'un réseau ramifié

III.1. INTRODUCTION:

Le présent travail a pour objet de faire une étude du point de vue technique d'un réseau servant à l'alimentation en eau potable d'un lotissement de: 120 lots situé à la commune de: Oued Alanda à la wilaya d'El-oued.

III.2. ETUDE DU SCHEMA DE DISTRIBUTION:

Cette étude est commandée par les données locales telles que les dispositions générales des rues, les zones de consommation et les débits de pointe.

L'étude d'un réseau de distribution comporte essentiellement deux opérations : le tracé de conduites et le calcul de leurs diamètres.

III.3. ETUDE DU LA CAPACITE DU RESEAU:

Pour la détermination de la capacité du réseau et l'estimation des débits nécessaires au dimensionnement du réseau, On doit tenir compte des données suivantes :

- La Population.
- Les Besoins en eau de la consommation.

III.4. SITUATION DEMOGRAPHIQUE:

La population peut être estimée sur la base d'un taux d'occupation 7 habitant/logement. Le nombre de la population pour l'année d'étude pourra calculer par la formule suivante:

$$P = \text{Nombre de logement} \times \text{taux d'occupation} \quad (\text{III.1})$$

Tableau III.1 : Estimations du nombre de population

Nombre de logement	Taux d'occupation	Nombre de population (hab)
120	7	840

III.5. ESTIMATIONS DES BESOINS:

III.5.1. Besoins domestiques:

Pour l'estimation des besoins domestique, nous prenons en considération une consommation journalière en eau potable de 200 l/j/habitant (dotation hydrique). Les besoins domestiques sont représentés dans le tableau suivant (tableau III - 2).

Les besoins sont calculés par la formule suivante :

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

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

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

N_i : nombre de population

Tableau III-2: Estimations du besoin domestique

Nombre d'habitant (hab)	$Q_{moy j hab}$ (m^3/j)	$Q_{moy j hab}$ (l/s)
840	168	1.94

III.5.2. Besoins d'équipements :

Puisque notre cité d'étude englobe que des logements nous estimons pour les équipements proposés un pourcentage de 13 % du débit journalier moyen habitant :

Tableau III-3: Estimations du besoin d'équipement

$Q_{moy j hab}$ (m^3/j)	$Q_{moy j équi}$ (m^3/j)	$Q_{moy j équi}$ (l/s)
168	21.84	0.257

III.5.3. Estimations des besoins totaux

Les besoins totaux regroupent les besoins domestique et les besoins d'équipement.

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

Tableau III-4: Estimations du besoin des équipements totaux

$Q_{moy j hab}$ (m^3/j)	$Q_{moy j équi}$ (m^3/j)	$Q_{moy j tot}$ (m^3/j)	$Q_{moy j tot}$ (l/s)
168	21.84	189.84	2.2

Généralement, les réseaux de distribution sont soumis au phénomène de vieillissement ainsi qu'aux éventuels accidents qui provoquent des pertes d'eau considérables qui ne peuvent pas être contrôlées qui se produisent dans le cadre de l'exploitation et la gestion (rupture des canaux, les réparations, pertes, la mauvaise fermeture à l'intérieur de soupape des bâtiments).

Afin d'assurer à la population la quantité d'eau nécessaire, on majore la valeur calculée précédemment (consommation journalière moyenne) avec des degrés divers (20% -50%), Lorsque le réseau de notre étude proposé est neuf, on prend 20%, alors le débit moyen majoré est calculé comme suit (tableau III.5):

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

Tableau III-5: Estimations des débits moyens majorés

$Q_{moy j totale}$ (l/s)	$Q_{moy j maj}$ (l/s)
2.2	2.64

III.6. 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 dépend 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.

III.6.1 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 III.6) :

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

$Q_{max j}$: débit maximum journalier

$Q_{moy j maj}$: débit moyen journalier majoré = 2.64 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 1.3]. Pour notre cas on prend la valeur moyenne $K_j = 1.2$

Tableau III-6: Estimations des débits maximal journalier

$Q_{moy j maj}$ (l/s)	$Q_{max j}$ (l/s)
2.64	3.168

III.6.2 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 calcul et le dimensionnement du réseau de distribution. La détermination de ce débit est donnée par la formule suivante:

$$Q_{\max j} = K_p * Q_{\text{moy } j \text{ maj}} \quad (\text{III.6})$$

Q_p : le débit de pointe

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

K_p : coefficient de pointe peut calculer par plusieurs formules

III.6.2.1. Calcul de coefficient de pointe :

- *Première méthode :*

Il est calculé par cette formule :

$$K_p = K_h \times K_j \quad (\text{III.7})$$

Avec :

K_h Coefficient d'irrégularité horaire calculé par la formule suivante :

$$K_h = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

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

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

Tableau III.7 : valeurs de β

population	500	1000	1500	2500	4.000	6.000	50.000	100.00
β	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 (tableau III.1) nous calculons la valeur de β_{\max} et ainsi la valeur de K_p (tableau III. 8)

Tableau III-8: calculer la valeur du coefficient de pointe (première méthode)

K_j	α_{\max}	β_{\max}	K_{p1}
1.2	1.4	2.16	3.6288

- **Deuxième méthode :**

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy j maj domestique}}}} \quad (\text{III.10})$$

$Q_{\text{moy j maj domestique}}$: le débit moyen journalier majeur de la population

Tableau III-9: calculer la valeur du coefficient de pointe (deuxième méthode)

$Q_{\text{moy j hab}}$ (m^3/j)	$Q_{\text{moy j maj hab}}$ (l/s)	K_{p2}
168	2.33	3.127

Tableau III-10: calculer la valeur du coefficient de pointe

K_{p1}	K_{p2}	K_p
3.6288	3.127	3.3779

Tableau III-11: Estimations du débit de pointe

$Q_{\text{moy j maj}}$ (l/s)	K_p	Q_p (l/s)
2.64	3.3779	8.92

III.7. CALCULE HYDRAULIQUE DU RESEAU:

III.7.1 Calcul du 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 :

$$Q_{spi} = \frac{Q_p}{\Sigma L} \quad (\text{III.11})$$

Avec:

Q_{spi} : débit spécifique.

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

ΣL : somme des longueurs du réseau = 1770 ml

Tableau III.12: Détermination de débit spécifique.

Débit de pointe (l/s)	Longueur totale du réseau (ml)	Débit spécifique (l/s/ml)
8.92	1770	0.005039548023

III.7.2. 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 :

$$Q_r = Q_{spi} \times L_i \quad (\text{III.10})$$

Avec :

Q_r : débit en route.

Q_{spi} : débit spécifique.

L_i : la longueur de tronçon.

Tableau III-13 : Détermination de débit en route

Tronçons		Longueur (m)	Q_{spi} (l/s/ml)	Débit de route Q_r (l/s)	
B25	T25	24	0.005039548023	0,12	
B26	T25	23		0,11	
T25	T26/T27	35		0,18	
B27	T26/T27	23		0,11	
B28	T26/T27	24		0,12	
T26/T27	T28	39		0,2	
B29	T28	23		0,11	
T28	T29	38		0,2	
B31	C03	62		0,31	
C03	T31	37		0,19	
B30	T31	62		0,31	
T31	T29	37		0,19	
T29	T30	6		0,03	
B01	T01	24		0,12	
B02	T01	23		0,11	
T01	T02/T03	43		0,22	
B03	T02/T03	24	0,12		
B04	T02/T03	23	0,11		
T02/T03	T04/T05	33	0,17		
B06	T04/T05	24	0,12		
B05	T04/T05	23	0,12		
T04/T05	T08	42	0,21		
B07	T08	23	0,12		
T08	T06	38	0,19		
B09	C01	62	0,31		
C01	T09	37	0,19		
B08	T09	62	0,12		
T09	T06	37	0,11		
T06	T07	6	0,22		

Tableau III-14 : Détermination de débit en route (suite)

Tronçons		Longueur(m)	Q_{spi} (l/s/ml)	Débit de route Q_r (l/s)	
B16	B17	24	0.005039548023	0,12	
B17	T17	23		0,12	
T17	T15/T16	34		0,17	
B14	T15/T16	23		0,12	
B15	T15/T16	24		0,12	
T15/T16	T14	39		0,19	
B13	T14	23		0,12	
T14	T11/T12	38		0,19	
B12	T11/T12	23		0,12	
B10	T10	23		0,12	
B11	T10	24		0,12	
T10	T11/T12	38		0,19	
T11/T12	T13	46		0,23	
B24	T24			0,12	
B23	T24	23		0,12	
T24	T22/T23	33		0,16	
B21	T22/T23	24		0,12	
B22	T22/T23	23		0,12	
T22/T23	T21	39		0,19	
B20	T21	23	0,12		
T21	T19	38	0,19		
B18	C02	62	0,31		
C02	T18	35	0,18		
B19	T18	62	0,31		
T18	T19	39	0,2		
T19	T20	6	0,03		

III.7.3. Calculer les débits de tronçon:

Le débit de tronçon est calculé par la formule suivante $q = P + 0.55 Q$ tous les résultats sont dans le tableau suivant.

Tableau III-15 : Détermination des débits de tronçon

Tronçons		Débit de route Qr (l/s)	Débit aval (P) l/s	Débit de tronçon(q) l/s
B25	T25	0,12	00	0.065
B26	T25	0,11	00	0.0605
T25	T26/T27	0,18	0.23	0.329
B27	T26/T27	0,11	00	0.0605
B28	T26/T27	0,12	00	0.066
T26/T27	T28	0,2	0.64	0.75
B29	T28	0,11	00	0.0605
T28	T29	0,2	0.95	1.06
B31	C03	0,31	00	0.1705
C03	T31	0,19	0.31	0.4145
B30	T31	0,31	00	0.1705
T31	T29	0,19	0.81	0.9145
T29	T30	0,03	2.15	2.1665
B01	T01	0,12	00	0.066
B02	T01	0,11	00	0.0605
T01	T02/T03	0,22	0.23	0.351
B03	T02/T03	0,12	00	0.066
B04	T02/T03	0,11	00	0.0605
T02/T03	T04/T05	0,17	0.68	0.7735
B06	T04/T05	0,12	00	0.066
B05	T04/T05	0,12	00	0.066
T04/T05	T08	0,21	1.09	1.2055
B07	T08	0,12	00	0.066
T08	T06	0,19	1.21	1.3145
B09	C01	0,31	00	0.1705
C01	T09	0,19	0.31	0.4145
B08	T09	0,12	00	0.066
T09	T06	0,11	0.62	0.6805
T06	T07	0,22	2.13	2.251

Tableau III-16 : Détermination des débits de tronçon (suite)

Tronçons		Débit de route Qr (l/s)	Débit aval (P) l/s	Débit de tronçon(q) l/s
B16	B17	0,12	00	0.066
B17	T17	0,12	00	0.066
T17	T15/T16	0,17	0.24	0.3335
B14	T15/T16	0,12	00	0.066
B15	T15/T16	0,12	00	0.066
T15/T16	T14	0,19	0.65	0.7545
B13	T14	0,12	00	0.066
T14	T11/T12	0,19	0.96	1.0645
B12	T11/T12	0,12	00	0.066
B10	T10	0,12	00	0.066
B11	T10	0,12	00	0.066
T10	T11/T12	0,19	0.24	0.3445
T11/T12	T13	0,23	1.58	1.7065
B24	T24	0,12	00	0.066
B23	T24	0,12	00	0.066
T24	T22/T23	0,16	0.24	0.328
B21	T22/T23	0,12	00	0.066
B22	T22/T23	0,12	00	0.066
T22/T23	T21	0,19	0.64	0.7445
B20	T21	0,12	00	0.066
T21	T19	0,19	0.95	1.0545
B18	C02	0,31	00	0.1705
C02	T18	0,18	0.31	0.409
B19	T18	0,31	00	0.1705
T18	T19	0,2	0.8	0.91
T19	T20	0,03	2.14	2.1565

III.7.4. Le calcul hydraulique du réseau:

Le calcul hydraulique a pour but de déterminer les diamètres des tronçons du réseau et la pression au sol.

Tableau III.17: calcul hydraulique du réseau.

Tronçons		Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Pente hydraulique J(m/m)	Perte de charge ΔH_L (m)	Perte de charge ΔH_t (m)
B25	T25	24	0,000065	63	0,0322	6,0025E-05	0,00144	0,0017
B26	T25	23	0,0000605	63	0,03	5,2852E-05	0,00122	0,0014
T25	T26/T27	35	0,000329	63	0,1632	0,00106593	0,03731	0,0429
B27	T26/T27	23	0,0000605	63	0,03	5,2852E-05	0,00122	0,0014
B28	T26/T27	24	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00148	0,0017
T26/T27	T28	39	0,00075	63	0,372	0,00459814	0,17933	0,2062
B29	T28	23	0,0000605	63	0,03	5,2852E-05	0,00122	0,0014
T28	T29	38	0,00106	110	0,1413	0,00036906	0,01402	0,0161
B31	C03	62	0,0001705	63	0,0846	0,00033213	0,02059	0,0237
C03	T31	37	0,0004145	63	0,2056	0,00160588	0,05942	0,0683
B30	T31	62	0,0001705	63	0,0846	0,00033213	0,02059	0,0237
T31	T29	37	0,0009145	63	0,4536	0,00653678	0,24186	0,2781
T29	T30	6	0,0021665	110	0,2888	0,00131172	0,00787	0,0091
B01	T01	24	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00148	0,0017
B02	T01	23	0,0000605	63	0,03	5,2852E-05	0,00122	0,0014
T01	T02/T03	43	0,000351	63	0,1741	0,00119564	0,05141	0,0591
B03	T02/T03	24	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00148	0,0017
B04	T02/T03	23	0,0000605	63	0,03	5,2852E-05	0,00122	0,0014
T02/T03	T04/T05	33	0,0007735	90	0,1631	0,00063062	0,02081	0,0239
B06	T04/T05	24	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00148	0,0017
B05	T04/T05	23	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00142	0,0016
T04/T05	T08	42	0,0012055	90	0,2542	0,00138557	0,05819	0,0669
B07	T08	23	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00142	0,0016
T08	T06	38	0,0013145	110	0,1753	0,00054061	0,02054	0,0236
B09	C01	62	0,0001705	63	0,0846	0,00033213	0,02059	0,0237
C01	T09	37	0,0004145	63	0,2056	0,00160588	0,05942	0,0683
B08	T09	62	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00382	0,0044
T09	T06	37	0,0006805	63	0,3375	0,00386955	0,14317	0,1646
T06	T07	6	0,002251	110	0,3001	0,00140384	0,00842	0,0097

Tableau III.18: calcul hydraulique du réseau (suite)

Tronçons		Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Pente hydraulique J(m/m)	Perte de charge ΔH_L (m)	Perte de charge ΔH_t (m)
B16	B17	24	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00148	0,0017
B17	T17	23	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00142	0,0016
T17	T15/T16	34	0,0003335	63	0,1654	0,00109193	0,03713	0,0427
B14	T15/T16	23	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00142	0,0016
B15	T15/T16	24	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00148	0,0017
T15/T16	T14	39	0,0007545	63	0,3743	0,0046472	0,18124	0,2084
B13	T14	23	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00142	0,0016
T14	T11/T12	38	0,0010645	63	0,528	0,00855816	0,32521	0,374
B12	T11/T12	23	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00142	0,0016
B10	T10	23	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00142	0,0016
B11	T10	24	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00148	0,0017
T10	T11/T12	38	0,0003445	63	0,1709	0,00115664	0,04395	0,0505
T11/T12	T13	46	0,0017065	110	0,2275	0,00085894	0,03951	0,0454
B24	T24	24	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00148	0,0017
B23	T24	23	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00142	0,0016
T24	T22/T23	33	0,000328	63	0,1627	0,00106019	0,03499	0,0402
B21	T22/T23	24	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00148	0,0017
B22	T22/T23	23	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00142	0,0016
T22/T23	T21	39	0,0007445	63	0,3693	0,00453849	0,177	0,2036
B20	T21	23	0,000066	63	0,0327	6,1673E-05	0,00142	0,0016
T21	T19	38	0,0010545	110	0,1406	0,00036567	0,0139	0,016
B18	C02	62	0,0001705	63	0,0846	0,00033213	0,02059	0,0237
C02	T18	35	0,000409	63	0,2029	0,00156827	0,05489	0,0631
B19	T18	62	0,0001705	63	0,0846	0,00033213	0,02059	0,0237
T18	T19	39	0,00091	63	0,4514	0,00647982	0,25271	0,2906
T19	T20	6	0,0021565	110	0,2875	0,001301	0,00781	0,009

Pour le calcul de la pression au sol La côte piézométrique de départ est prise égale 10 mcd au point « T30 »-« T07 »-« T13 » et « T20 » (la valeur de la pression admissible pour un réseau d'alimentation en eau potable est entre 10 à 40 mcd donc pour vérifier la pression dans notre réseau on prend la valeur minimale, c'est elles sont vérifiées avec cette valeur donc pour des valeurs plus on aura des pressions plus acceptables)

Tableau III.19: calcul la pression au sol

Tronçons		Cote terrain naturel		Perte de charge ΔH_i (m)	Cote piézométrique		Pression au sol	
Amont	Aval	Amont	Aval		Amont	Aval	Amont	Aval
T30	T29	96.84	96.95	0,0103	106,84	106,83	10	9,88
T29	T31	96.95	96.67	0,3145	106,83	106,55	9,88	9,88
T31	B30	96.67	96.92	0,0236	106,55	106,53	9,88	9,61
T31	C03	96.67	96.6	0,076	106,55	106,48	9,88	9,88
C03	B31	96.6	96.9	0,0236	106,48	106,46	9,88	9,56
T29	T28	96.95	96.95	0,0179	106,83	106,81	9,88	9,86
T28	B29	96.95	96.77	0,0014	106,81	106,81	9,86	10
T28	T26/27	96.95	96.97	0,2287	106,81	106,61	9,86	9,64
T26/27	B28	96.97	97	0,0017	106,61	106,61	9,64	9,61
T26/27	B27	96.97	96.69	0,0014	106,61	106,61	9,64	9,92
T26/27	T25	96.97	97.07	0,0467	106,61	106,57	9,64	9,5
T25	B26	97.07	97.11	0,0014	106,57	106,56	9,5	9,45
T25	B25	97.07	97.04	0,0017	106,57	106,56	9,5	9,52
T07	T06	97.72	97.86	0,014	107,72	107,71	10	9,85
T06	T09	97.86	97.96	0,234	107,71	107,55	9,85	9,59
T09	B08	97.96	98.12	0,024	107,55	107,54	9,59	9,42
T09	C01	97.96	98.02	0,073	107,55	107,48	9,59	9,46
C01	B09	98.02	98.07	0,022	107,48	107,45	9,46	9,38
T06	T08	97.86	98.08	0,034	107,71	107,69	9,85	9,61
T08	B07	98.08	97.96	0,001	107,69	107,69	9,61	9,73
T08	T04/T05	98.08	97.86	0,075	107,69	107,62	9,61	9,76
T04/T05	B05	97.86	97.55	0,002	107,62	107,62	9,76	10,1
T04/T05	B06	97.86	97.71	0,002	107,62	107,62	9,76	9,91
T04/T05	T02/T03	97.86	97.39	0,027	107,62	107,6	9,76	10,2
T02/T03	B04	97.39	97.42	0,001	107,6	107,59	10,2	10,2
T02/T03	B03	97.39	97.43	0,002	107,6	107,59	10,2	10,2
T02/T03	T01	97.39	97.2	0,063	107,6	107,54	10,2	10,3
T01	B02	97.2	97.24	0,001	107,54	107,54	10,3	10,3
T01	B01	97.2	97.16	0,002	107,54	107,54	10,3	10,4

Tableau III.20: calcul la pression au sol (suite)

Tronçons		Cote terrain naturel		Perte de charge ΔH_t (m)	Cote piézométrique		Pression au sol	
Amont	Aval	Amont	Aval		Amont	Aval	Amont	Aval
T13	T11/T12	97.86	97.82	0,057	107,86	107,81	10	9,99
T11/T12	T10	97.82	97.97	0,053	107,81	107,76	9,99	9,79
T10	B11	97.97	97.96	0,002	107,76	107,76	9,79	9,8
T10	B10	97.97	97.98	0,001	107,76	107,76	9,79	9,78
T11/T12	B12	97.82	97.82	0,001	107,81	107,81	9,99	9,99
T11/T12	T14	97.82	97.72	0,413	107,81	107,44	9,99	9,72
T14	B13	97.72	97.63	0,001	107,44	107,44	9,72	9,81
T14	T15/T16	97.72	97.91	0,229	107,44	107,23	9,72	9,32
T15/T16	B15	97.91	98.07	0,002	107,23	107,23	9,32	9,16
T15/T16	B14	97.91	97.9	0,001	107,23	107,23	9,32	9,33
T15/T16	T17	97.91	97.52	0,045	107,23	107,19	9,32	9,67
T17	B17	97.52	97.5	0,001	107,19	107,19	9,67	9,69
T17	B16	97.52	97.73	0,002	107,19	107,19	9,67	9,46
T20	T19	97.37	97.4	0,011	107,37	107,36	10	9,96
T19	T18	97.4	97.54	0,328	107,36	107,07	9,96	9,53
T18	B19	97.54	97.44	0,024	107,07	107,05	9,53	9,61
T18	C02	97.54	97.58	0,07	107,07	107,01	9,53	9,43
C02	B18	97.58	97.55	0,024	107,01	106,98	9,43	9,43
T19	T21	97.4	97.66	0,021	107,36	107,35	9,96	9,69
T21	B20	97.66	97.71	0,002	107,35	107,34	9,69	9,63
T21	T22/T23	97.66	97.45	0,271	107,35	107,14	9,69	9,69
T22/T23	B22	97.45	97.56	0,001	107,14	107,14	9,69	9,58
T22/T23	B21	97.45	97.43	0,002	107,14	107,14	9,69	9,71
T22/T23	T24	97.45	97.18	0,044	107,14	107,1	9,69	9,92
T24	B23	97.18	97.08	0,001	107,1	107,1	9,92	10
T24	B24	97.18	97.17	0,002	107,1	107,1	9,92	9,93

De ce calcul il paraît que les points : "B26"- "B09"- "B15" et "C02"- ont des pressions relativement faible (points critiques) et pour remédier ce problème on procède le calcul suivant qui vas nous donner la charge de prise de départ (c a d aux points : « T30 »-« T07 »- « T13 » et « T20 »)

La cote piézométrique de la prise de départ

$$C_p = CTN + \sum \Delta H_T + P_s \quad \text{(III.11)}$$

Avec :

C_P : côte piézométrique de la prise de départ. (m)

$\Sigma \Delta H_T$: la somme des pertes de charge totales engendrées le long du parcours de la prise au point critique.

P_S : pression au sol exigée sur le réseau exprimée en mètres d'eau.

CTN : côte du terrain naturel du point critique (m)

$$H_{min} = C_p - CTN_{pr} \quad \text{(III.12)}$$

Avec :

H_{min} : la charge minimale à la prise de départ.

CTN_{pr} : la côte du terrain naturel à la prise de départ

Tableau III.21: Les côtes piézométriques des prises de départ

la prise	Le point critique	CTN du point critique (m)	$\Sigma \Delta H_T$ (m)	P_s (m)	C_P (m)	CTN_{Pr} (m)	H_{min} (m)
T30	B26	97.11	0,27570719	12	109.3857	96.84	12.54
T07	B09	98.07	0,26634671	12	110.336	97,72	12.616
T13	B15	98,07	0,62955829	12	110.6995	97,86	12.83
T20	C02	97,58	0,36271989	12	109.9457	97,37	12.57

Les vitesses sont trop faible est cela est du au volume faible de l'eau dans les conduite ; pour augmenter les vitesses on à essayer de changé les diamètres avec des diamètres plus petit mais cela a faible les pressions le calcule est donnée dans les tableaux ci-dessous

On remarque que les vitesses sont augmentées mais pas trop et les pressions sont diminuer.

Après le calcule de la pression au point de reprise on trouve qu'elle est augmente de 13 mcd à 16 mcd le calcul de cette partie avec la nouvelle pression au point de reprise st donnée dans le (tableau III.25)

Tableau III.22: calcul hydraulique du réseau

Tronçons		Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Pente hydraulique J(m/m)	Perte de charge ΔH_L (m)	Perte de charge ΔH_t (m)
B25	T25	24	0,000065	40	0,1084	0,00108404	0,02602	0,0299
B26	T25	23	0,0000605	40	0,1009	0,00095449	0,02195	0,0252
T25	T26/T27	35	0,000329	40	0,5485	0,01925059	0,67377	0,7748
B27	T26/T27	23	0,0000605	40	0,1009	0,00095449	0,02195	0,0252
B28	T26/T27	24	0,000066	40	0,11	0,00111381	0,02673	0,0307
T26/T27	T28	39	0,00075	40	1,2504	0,08304187	3,23863	3,7244
B29	T28	23	0,0000605	40	0,1009	0,00095449	0,02195	0,0252
T28	T29	38	0,00106	90	0,2236	0,00110289	0,04191	0,0482
B31	C03	62	0,0001705	40	0,2843	0,00599815	0,37189	0,4277
C03	T31	37	0,0004145	40	0,6911	0,02900193	1,07307	1,234
B30	T31	62	0,0001705	40	0,2843	0,00599815	0,37189	0,4277
T31	T29	37	0,0009145	40	1,5246	0,11805335	4,36797	5,0232
T29	T30	6	0,0021665	90	0,4569	0,0039199	0,02352	0,027

Tableau III.23: calcul la pression au sol

Tronçons		Cote terrain naturel		Perte de charge ΔH_t (m)	Cote piézométrique		Pression au sol	
Amont	Aval	Amont	Aval		Amont	Aval	Amont	Aval
T30	T29	96.84	96.95	0,0103	106,84	106,813	10	9,86
T29	T31	96.95	96.67	0,3145	106,813	101,79	9,86	5,12
T31	B30	96.67	96.92	0,0236	101,79	101,362	5,12	4,44
T31	C03	96.67	96.6	0,076	101,79	100,556	5,12	3,96
C03	B31	96.6	96.9	0,0236	100,556	100,128	3,96	3,23
T29	T28	96.95	96.95	0,0179	106,813	106,765	9,86	9,81
T28	B29	96.95	96.77	0,0014	106,765	106,74	9,81	9,97
T28	T26/27	96.95	96.97	0,2287	106,765	103,04	9,81	6,07
T26/27	B28	96.97	97	0,0017	103,04	103,01	6,07	6,01
T26/27	B27	96.97	96.69	0,0014	103,04	103,015	6,07	6,33
T26/27	T25	96.97	97.07	0,0467	103,04	102,265	6,07	5,2
T25	B26	97.07	97.11	0,0014	102,265	102,24	5,2	5,13
T25	B25	97.07	97.04	0,0017	102,265	102,236	5,2	5,2

Tableau III.24: Les côtes piézométriques des prises de départ

la prise	Le point critique	CTN du point critique (m)	$\Sigma \Delta H_T$ (m)	P_s (m)	C_P (m)	CTN_{Pr} (m)	H_{min} (m)
T30	B26	97.11	4,59975349	12	113.709	96.84	16.87

Tableau III.25: calcul la pression au sol

Tronçons		Cote terrain naturel		Perte de charge ΔH_i (m)	Cote piézométrique		Pression au sol	
Amont	Aval	Amont	Aval		Amont	Aval	Amont	Aval
T30	T29	96.84	96.95	0,0103	112,84	112,813	16	15,86
T29	T31	96.95	96.67	0,3145	112,813	107,79	15,9	11,12
T31	B30	96.67	96.92	0,0236	107,79	107,362	11,1	10,44
T31	C03	96.67	96.6	0,076	107,79	106,556	11,1	9,956
C03	B31	96.6	96.9	0,0236	106,556	106,128	9,96	9,228
T29	T28	96.95	96.95	0,0179	112,813	112,765	15,9	15,81
T28	B29	96.95	96.77	0,0014	112,765	112,74	15,8	15,97
T28	T26/27	96.95	96.97	0,2287	112,765	109,04	15,8	12,07
T26/27	B28	96.97	97	0,0017	109,04	109,01	12,1	12,01
T26/27	B27	96.97	96.69	0,0014	109,04	109,015	12,1	12,33
T26/27	T25	96.97	97.07	0,0467	109,04	108,265	12,1	11,2
T25	B26	97.07	97.11	0,0014	108,265	108,24	11,2	11,13
T25	B25	97.07	97.04	0,0017	108,265	108,236	11,2	11,2

III.8. CONCLUSION :

Après avoir fait le calcul hydraulique on peut conclure que les pressions dans le réseau est à sa limite inférieure et qu'il ya des point critique et pour cela il faut que la pression au point de reprise soit égale à 13 mcd et le réseau peut fonctionner normal.

CONCLUSION GENERALE

L'eau constitue une denrée amenée de l'eau, son traitement, son stockage, et sa distribution, représentent des capitaux considérables essentiels 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'à mobiliser.

La planification d'un réseau d'alimentation en eau potable repose sur une analyse concise et très détaillée de la demande totale de la ville. En effet, cette analyse permet un choix optimal de toutes les composantes du réseau et un bon dimensionnement des ouvrages. Pour ce qui est du travail effectué, l'analyse globale de la demande en eau a permis de savoir qu'un volume journalier serait nécessaire pour une alimentation correcte de la future ville de 120 logements.

A travers notre présent étude, nous avons essayés de :

- Elaborer un bilan de la situation régnante dans la région (topographie, climat, géologie,...)
- Estimer les besoins de chaque catégorie consommateurs la région
- Les Besoins en eau de la consommation.
- Détermination la valeur réelle de dotation Enfin,

Nous espions que cette étude pourra faire l'objet d'un améliorer les fin résultats de l'estimation des besoins, ce dernière qui est important pour faire d'avant projet.

REFERENCES

- http://www.memoireonline.com/05/08/1141/m_optimisation-multicritere-gestion-AEP1.html
- COMMUNE OUDE ALANDA
- DAIRA DE MIH OUANSA
- DRE : DIRECTION DES RESSOURCES EN EAUX
- ADE : ALGERIENNE DES EAUX
- DDT : DIRECTION DE TRANSPORT
- B.E. SAHRA
- OSS (2003) : Observatoire du Sahara et du Sahel

PLAN DE RESEAU AEP ECH 1/1000

ماجھتا رقم ڏيکاريل



La direction de l'écoulement de l'eau

