



**République Algérienne Démocratique et
Populaire**

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique**

UNIVERSITÉ D'EL OUED

FACULTÉ DES SCIENCES ET DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE SCIENCES ET DE TECHNOLOGIE

Filière: hydraulique

Mémoire

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

Option : hydraulique urbaine

Thème

**Étude de réseau D'AEP de cité 750
logements de la commune de jamaa
(W-El Oued)**

Encadré par :

M^{me} : khater ibtisam

réalisé par :

Benthameur baha eddine
Debbab ali
Gater chouaib

juin 2014

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

À ma très chère mère

À mon très cher père

À mes chères sœurs, frère.

À mes tantes et oncles

À toute ma famille

À tous mes amis

Baha eddine



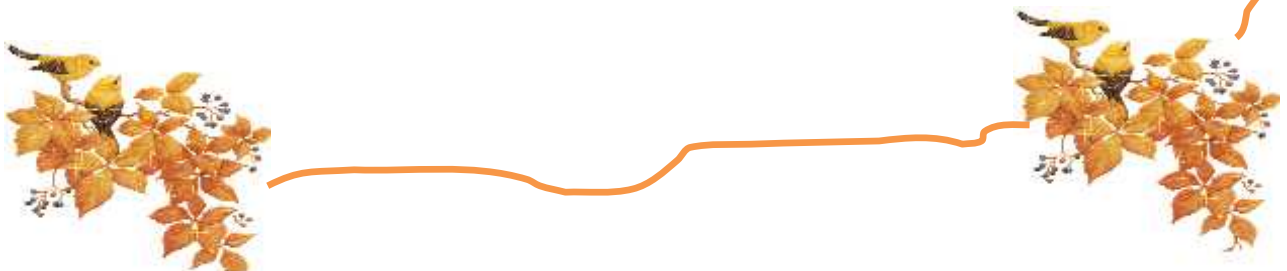
Remerciement

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

Nous exprimons toute gratitude à notre encadreur Mm.khater ibtisam pour ces 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 des enseignants du département électrotechnique 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

Introduction général	01
Chapitre I : présentation de la zone d'étude	
I.1.INTRODUCTION	02
I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE	02
I.3.SITUATION TOPOGRAPHIE	04
I.4. SITUATION CLIMATOLOGIQUE	04
I.4.1.Le climat.....	04
I.4.2.La température.....	05
I.4.3.Lapluiométrie.....	06
I.4.4. Les vents	06
I.4.5. L'évaporation.....	07
I.4.6. L'humidité relative.....	07
I.5. SITUATION GEOLOGIQUE.....	08
I.6. SITUATION HYDROGEOLOGIQUE	08
I.6.1. Nappe phréatique.....	09
I.6.2. Nappe du Complexe Terminal	09
I.6.3. Nappe du Continental Intercalaire	09
I.7. Situation hydraulique.....	10
I.7.1.Alimentation en eau potable.....	10
I.10.CONCLUSION.....	10
Chapitre II : calcul la variation des débits	
II.1 INTRODUCTION.....	11
II.2 SITUATION DEMOGRAPHIQUE.....	11
II.3 ETUDE DES BESOINES EN EAU.....	11
II.3.1 Les besoins domestiques.....	12
II.3.2 Les besoins d'équipements.....	12
II.3.3 Estimation des besoins totaux.....	13
II.4 ETUDE DE LA VARIATION DES DEBITS	13
II.4.1 Débit maximal journalier.....	13
II.4.2 Débit pointe.....	14
II.5. Conclusion.....	14
Chapitre III : calcul de reseau de distribution	

III.1 INTRODUCTION	15
III.2 LES TYPES DE RESEAU	15
III.2.1 Les réseaux maillés	15
III.2.2 Réseaux ramifiés	16
III.2.3 Réseaux mixte	16
III.3 CONCEPTION D'UN RESEAU.....	17
III.4. PRINCIPE DE TRACE D'UN RESEAU.....	17
III.5.CHOIX DE MATERIAUX DE CONDUITE.....	17
III.5.1 Conduites en fonte	18
III.5.2. Conduites en acier	18
III.5.3. Conduites en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié).....	18
III.5.4. Conduites en PEHD (Polyéthylène haut densité).....	18
III.6. CALCUL HYDRAULIQUE.....	19
III.6.1.Détermination des débits	19
III.6.1.1.Débit spécifique	19
III.6.1.2 Débit en route	20
III.6.1.3 Débit aux nœuds	20
III.7. CALCUL DU RESEAU MAILLE	22
III.7.1 Méthode de calcul.....	22
III.7.2. Formule de perte de charge.....	22
III.7.3. résultat de calcul	23
III.7. 3 : Calcul des pressions de service du réseau (au sol)	24
III .7.4: Distribution dans le cas d'incendie	25
III.7.5. Calcul du réseau maillé : cas pointe + incendie.....	26
Conclusion général	29
Références bibliographiques	

Annexes

Liste des Tableaux

Number de Tableau	titre	Page
	Chapitre I : Présentation de la région étude. (Titre de Tableau).	
TABLEAU I-1	Données météorologiques de la région du Souf, (ONM, 2008)	04
TABLEAU I-2	Données météorologiques de la région du Souf, (ONM, 2008)(suite)	05
TABLEAU I-3	Les caractéristiques des nappes de Souf (ANRH, 1993).	10
	Chapitre II : calcul variation des bébits	
TABLEAU II-1	Estimation de la population actuel et future.	11
TABLEAU II-2	les besoins domestiques	12
TABLEAU II-3	L'estimation des besoins d'équipements	12
	Chapitre III : calcul hydraulique de réseau de distribution	
TABLEAU III-1	calcul du débit spécifique	19
TABLEAU III-2	Le débit de route	20
TABLEAU III-3	Détermination de débit aux nœuds pour le cas (pointe)	21
TABLEAU III-4	la première correction des débits	23
TABLEAU III-5	distribution finale des débits	23

TABLEAU III-6	les pressions au sol (cas de pointe)	25
TABLEAU III-7	Détermination de débit aux nœuds pour le cas (pointe + incendie)	25
TABLEAU III-8	la première correction des débits	26
TABLEAU III-9	distribution finale des débits	27
TABLEAU III-10	les pressions au sol (cas de pointe+incendie)	28

Liste des Figures

Nombre de Figure	Titre	Page
	Chapitre I : Présentation de la Région d'Etude Etude (Titre de Figure).	
Figure I-1	La géographie du Souf (Encarta, 2006)	02
Figure I-2	Situation Géographique de la zone d'étude (ville de djmaa) google earth	03
Figure I-3	Moyennes mensuelles des températures moyennes en (°C) (1978-2008).	05
Figure I-4	Moyennes mensuelles des pluies en (mm) (1978-2008).	06
Figure I-5	Moyennes mensuelles des vitesses des vents (m/s) (1978-2008).	06
Figure I-6	Moyennes mensuelles des vitesses des vents (m/s) (1978-2008).	07
Figure I-7	Moyennes mensuelles de l'humidité relative en (mm) (1978-2008).	07
Figure I-8	Le Système Aquifère du Sahara Septentrional (Gendouz , 2003)	08
Figure I-9	Château d'eau qui alimente le projet	10
	Chapitre III : calcul du réseau de distribution	
Figure III-1	Réseau maillé	15
Figure III-2	Réseau ramifié	16

Figure III-3	première proposition de la distribution des débits (cas de pointe)	21
Figure III-4	distribution finale des débits (cas de pointe)	24
Figure III-5	première proposition de la distribution des débits (cas de pointe + incendie)	26
Figure III-6	distribution finale des débits (cas de pointe+incendie)	27

Introduction

général

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 cité 750 de la ville de jamaa , elle est située au Nord-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 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 quatre chapitres qui sont :

Chapitre 1 : présentation de la région d'étude

Chapitre 2 : calcul de la variation de débit

Chapitre 3 : calcul de réseau de distribution

Chapitre I

présentation de la

zone d'étude

I.1. INTRODUCTION

La **wilaya d'El Oued** est une wilaya algérienne, ayant pour chef-lieu la ville éponyme d'El Oued, située au Nord-est de l'Algérie. La wilaya existe depuis 1984, elle compte douze daïras et trente communes.

La zone d'étude appartenant à la commune de djamaa, est située au Nord-ouest de la wilaya d'El oued, d'une superficie de 780km², sa population selon le dernier recensement est de 50916 hab.

La commune de Djamaa est composée de cinq localités : Djamaa, Mazher, Zaouia, Ourlana, Sidi Yahia, Tigdidine

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.

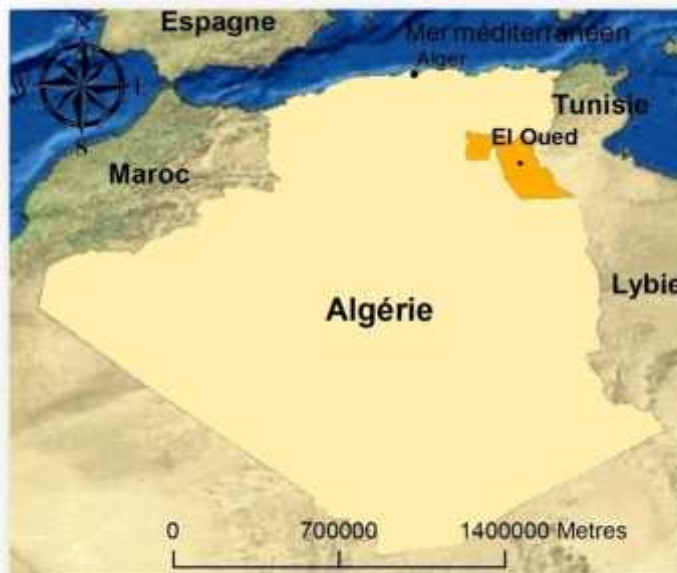


Figure I.1: La géographie du Souf (Encarta, 2006)

I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE

La commune djamaa est située dans la partie nord du mandat de la vallée, en passant par la route nationale n°03, à l'écart de W El-oued 90 km, délimité par:

- au nord par la daïra de M'ghair ,
- au sud par M'garine (prés de Touggourt)
- A l'Est Reguiba et Taibat.
- A l'ouest par la daïra de Messad (wilaya de Djelfa),



Figure I.2 : Situation Géographique de la zone d'étude (de ville djamaa) Google Eeath.

I.3.SITUATION TOPOGRAPHIE

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 1978 et 2008 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, (ONM, 2008)

Paramètre Mois	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

Tableau I.2 : Données météorologiques de la région du Souf, (ONM, 2008)(suite)

Paramètre Mois	Humidité H. (%)	Température T. (°C.)	Précipitation P. (mm)	Vitesse de vent V. (m/s)	Evaporation E. (mm)
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
Moyenne 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 3].

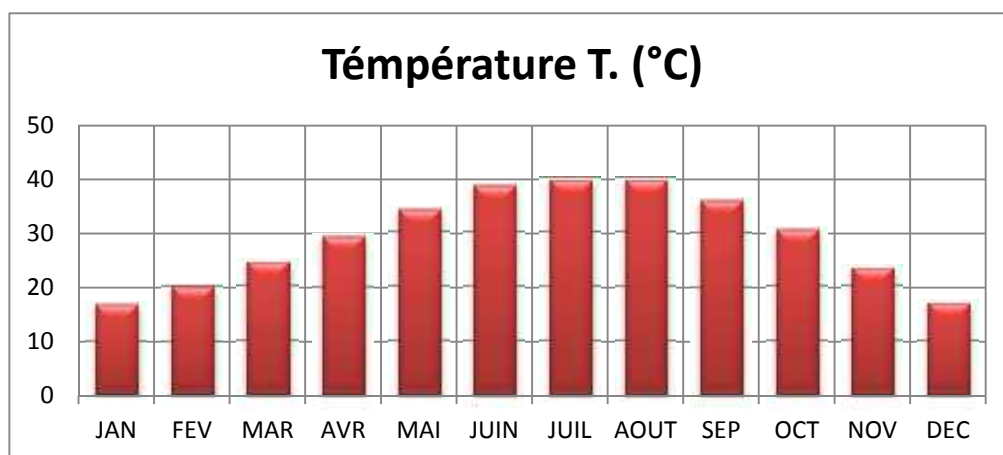


Figure I.3 : Moyennes mensuelles des températures moyennes en (°C) (1978-2008).

I.4.3. L'apluiométrie

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 4]

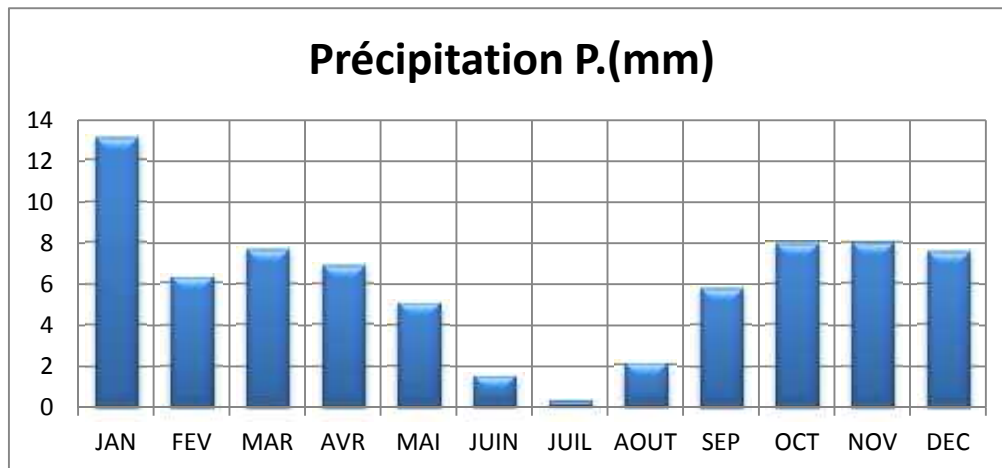


Figure I.4 : Moyennes mensuelles des pluies en (mm) (1978-2008).

I.4.4. Les vents :

Les vents les plus violents soufflent jusqu'à 80 km/h et sont fréquent 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 1978 et 2008 [Figure 5].

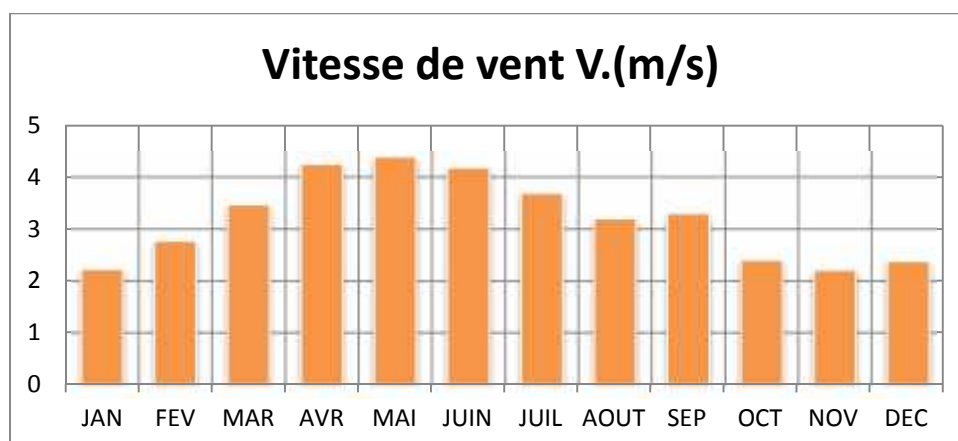


Figure 5 : Moyennes mensuelles des vitesses des vents (m/s) (1978-2008).

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 1978 et 2008 (ONM, 2008)[Figure 6].

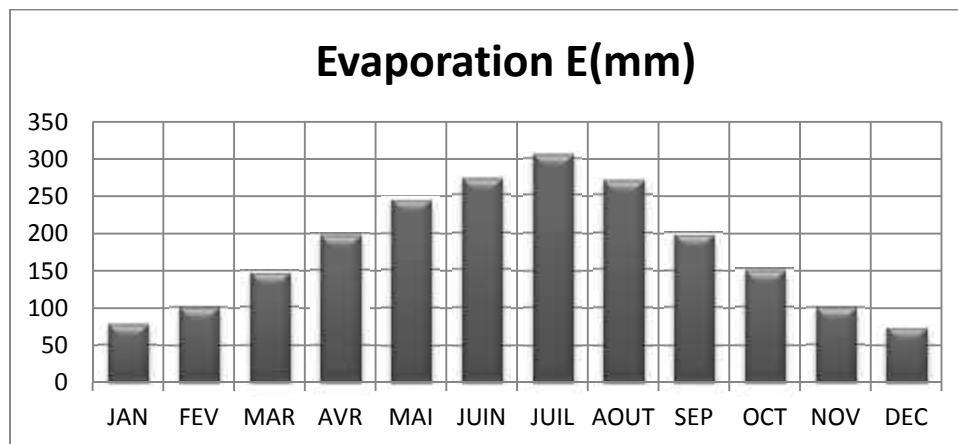


Figure I-6 : Moyennes mensuelles des vitesses des vents (m/s) (1978-2008).

I.4.6. L'humidité relative

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 (1978 et 2008) (ONM, 2008) [Figure 7].

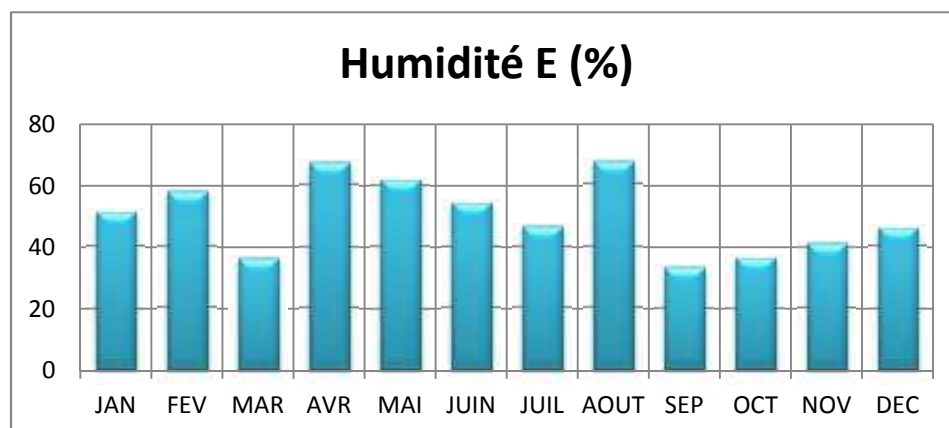


Figure I-7 : Moyennes mensuelles de l'humidité relative en (mm) (1978-2008).

I.5. SITUATION GEOLOGIQUE

La nature des éléments terrestres du sable la commune djamaa où il ya des dunes de sable sont stationnés dans le nord et le nord-ouest, est également caractérisée par l'existence municipale d'un changement sur les hauteurs de niveau de l'Intérieur, et de hauteurs entre 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 à ce rapport sont tirées de la commune djamaa, Département de la vallée pour l'année 2008.

I.6. SITUATION HYDROGEOLOGIQUE

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) [Figure 8]. 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 (khadraoui, 2006).

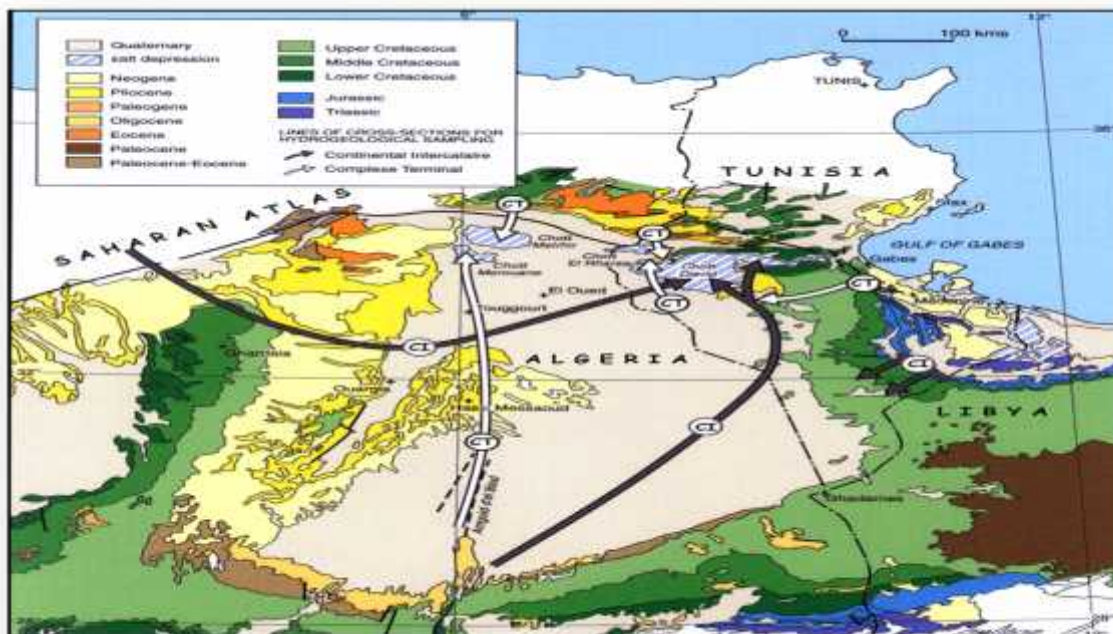


Figure I.8 : Le Système Aquifère du Sahara Septentrional (Gendouz, 2003)

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 40 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 1000.

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 Senono-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 3 présente les caractéristiques concernant les deux nappes souterraines (CT, CI) de Souf.

Tableau I.3 : Les caractéristiques des nappes de Souf (ANRH, 1993).

Nappe Caractéristiques	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. Situation hydraulique

I.7.1. Alimentation en eau potable

La zone d'étude est alimentée à partir du château d'eau de la commune de djamaa



Figure I.9 : château d'eau qui alimente le projet

I.10. CONCLUSION

Ayant défini les données concernant notre 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 cité 750 de la commune djamaa.

Chapitre II

calcul variation des

débits

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 DEMOGRAPHIQUE

Nous avons adopté pour le calcul de la population actuel et futur un taux d'occupation est égale à 7 habitants/logement, selon le rapport sur le terrain de l'année 2008. La population à l'an 2044 pourra être estimée grâce à la relation suivante :

$$P = \text{Nombre des logements} \times \text{Taux d'occupation (hab/log)} \quad (\text{II.1})$$

L'évaluation de la population actuelle et future, est résumée dans le tableau II.2.

Tableau II.1: Estimation de la population actuel et future.

Nombre des logements	Taux d'occupation (hab/log)	Nombre des habitants
750	7	5250

II.3 ETUDE DES BESOINES EN EAU

L'alimentation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateurs, cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (l'augmentation de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population...), elle diffère d'une période à autre et d'une agglomération à autre. Pour les différentes agglomérations, la dotation varie comme suit dans le tableau.

Pour apprécier les besoins en eau il faut évaluer les deux variantes de consommation :

- ✓ Les besoins domestiques
- ✓ Les besoins d'équipement

II.3.1 Les besoins domestiques

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière (dotation) par le consommateur exprimé en mètre cube par jour :

$$Q_{moyj} = \frac{d \cdot N_i}{1000} \quad (m^3/j) \quad (II.2)$$

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

d : dotation journalière en (l/j/hab) = 200 L/j/hab

N_i : nombre de consommateurs. le nombre d'habitant dans les parties est inférieur à 20000 habitants, pour cette raison on peut admettre une quantité de 200 l/j/hab où les besoins domestiques sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : les besoins domestiques

Habitants	Dotation L/j/hab	Q moy j L/s
5250	200	12.15

II.3.2 Les besoins d'équipements

Les équipements, sont les différents établissements des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs.....etc. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité. Pour 750 log, l'estimation des besoins d'équipements sont résumés dans le tableau suivant, C_{moyj} (m^3/j) : consommation journalière moyenne

Tableau II.3: L'estimation des besoins d'équipements

Equipement	Surface (m^2)	Q_{mj} (L/j/m ²)	Q_{moyj} (L/s)
Ecoles	30000	5	1.74
Administration	20000	5	1.16
Somme :			2.89

II.3.3 Estimation des besoins totaux

Les besoins totaux regroupent les besoins domestiques et les besoins d'équipement :

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

$$Q_{moyj\text{total}} = 15.05 \text{ l/s}$$

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 :

$$Q_{moyj\text{maj}} = 1.2 * Q_{moyj} \quad (\text{II.4})$$

$$Q_{moyj\text{total}} = 18.06 \text{ l/s}$$

II.4 ETUDE DE LA VARIATION DES DEBITS

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

- ✓ Variation annuelle et longterm 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.4.1 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 :

$$Q_{\text{maxj}} = K_j * Q_{moyj\text{maj}} \quad (\text{II.5})$$

Q_{maxj} : débit maximum journalier

$Q_{moyj\text{maj}}$: 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 $K_j = 1.2$

$$Q_{maxj} = 21.67 \text{ (L/s)}$$

II.4.2 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:

$$Q_{maxj} = K_p * Q_{moymaj} \quad (II.6)$$

Q_p : le débit de pointe

Q_{moymaj} : le débit moyen majoré

K_p : coefficient de pointe

❖ Calculer le coefficient de pointe :

Il est calculé par cette formule :

$$K_p = \alpha_{max} \times \beta_{max} \times K_j \quad (II.7)$$

$$\alpha_{max} : \text{varie entre [1.1 et 1.4]. Pour notre cas on prend } \alpha_{max} = 1.3 \quad (II.8)$$

β_{max} : varie entre [1 et 2], selon la variations du nombre d'habitant pour 750 logements on a $\beta_{max} = 1.5$

$$K_p = 2.34$$

$$Q_p = 42.26 \text{ l/s}$$

II.5. Conclusion

Le but d'étudier la variation des débits c'est d'estimer les différents débits qui seront utilisés pour le dimensionnement des différentes parties d'un projet d'alimentation en eau potable, pour cela on va utiliser le débit de pointe Q_p pour le calcul hydraulique et le dimensionnement du réseau de distribution dans le chapitre suivant.

Chapitre III

calcul de réseau de distribution

III.1 INTRODUCTION

Après 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. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

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

III.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.

III.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 canalisations disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées. La [Figure III.1] présente un exemple d'un réseau maillé.

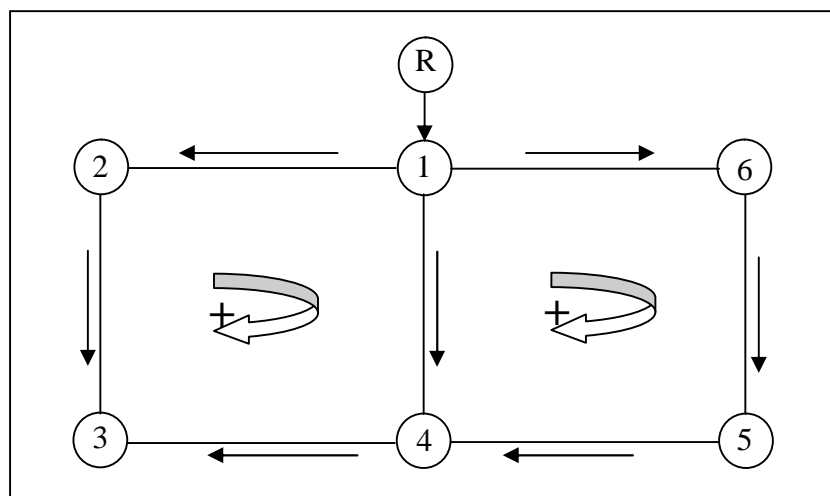


Figure III.1 : Réseau maillé

Ce type de réseau présente les avantages suivants:

- 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.

III.2.2 Réseaux ramifiés :

On les appelle ramifiés grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales [Figure III.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.

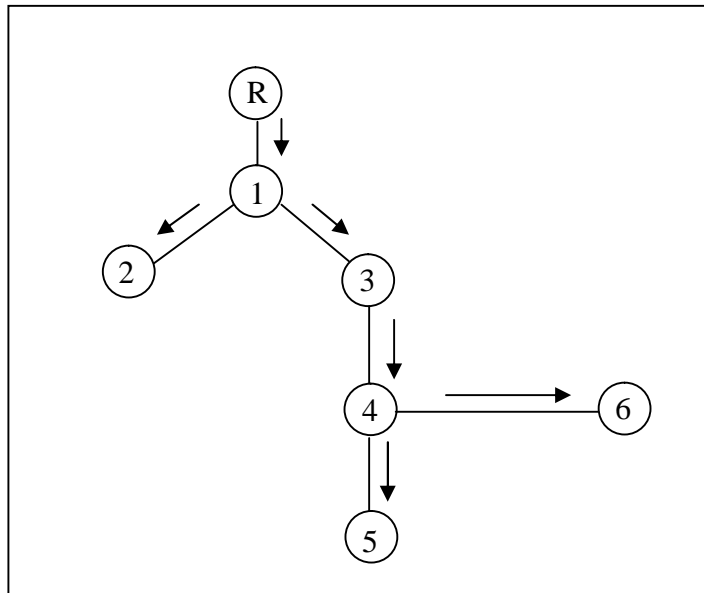


Figure III.2 : Réseau ramifié

III.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.

III.3 CONCEPTION D'UN RESEAU

Pour concevoir un réseau de distribution, il faut prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

- L'emplacement des quartiers
- L'emplacement des consommateurs
- Le relief
- Le souci d'assurer un service souple et précis.

III.4. 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 totales 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.

III.5.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

III.5.1 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.

III.5.2. 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.

III.5.3. 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.

III.5.4. 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 on ont fait un matériau de choix pour les réseaux d'adduction et de distribution d'eau potable. Le type de PE servent 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 avantage comme suit :

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

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

- Présence en grande longueur : rouleaux de 25ml ,50ml, 100ml voire 200ml 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.

III.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 débits supposé concentrés aux nœuds.

III.6.1. Détermination des débits :

III.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 :

$$Q_{spi} = \frac{Q_p}{\Sigma L} \quad (III.1)$$

Avec:

Q_{spi} : débit spécifique.

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

L : somme des longueurs du réseau

Donc :

Tableau III.1 : calcul du débit spécifique

Langueur (m)	Q_p (l/s)	$Q_{spécifique}$ (l/s/ml)
2075	42.26	0.020366265

III.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 :

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

Avec :

Q_r : débit en route.

Q_{spi} : débit spécifique.

L_i : la longueur de tronçon.

Le calcul de débit en route est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Le débit de route

Numéro	tronçons		Longueur (m)	$Q_{spécifique}(l/s/ml)$	$Q_r(l/s)$
Maille 1	A1	A2	375	0.020366265	7.64
	A2	A3	275		5.60
	A3	A6	375		7.64
	A6	A1	275		5.60
Maille 2	A3	A4	200	0.020366265	4.07
	A4	A5	375		7.64
	A5	A6	200		4.07
somme					42.26

III.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 :

$$Q_n = 0.5 \sum Q_r + \sum Q_c \quad (III.3)$$

Avec :

Q_n : débit au nœud i (l/s).

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

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

Dans le cas de pointe le débit concentré est égale à 0.

Le calcul de débit aux nœuds est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.3: Détermination de débit aux nœuds pour le cas (pointe)

Numéro	Nœud i	Tronçons	$Q_r(l/s)$	$Q_n(l/s)$
01	A1	A1-A2	7.64	6.62
		A1-A6	5.60	
02	A2	A2 -A1	7.64	6.62
		A2-A3	5.60	
03	A3	A3-A2	5.60	8.66
		A3-A6	7.64	
		A3-A4	4.07	
04	A4	A4- A3	4.07	5.86
		A4 -A5	7.64	
05	A5	A5 - A4	7.64	5.85
		A5 -A6	4.07	
06	A6	A6 - A5	4.07	8.65
		A6 - A3	7.64	
		A6 - A1	5.60	
Somme				42.26

Première distribution:

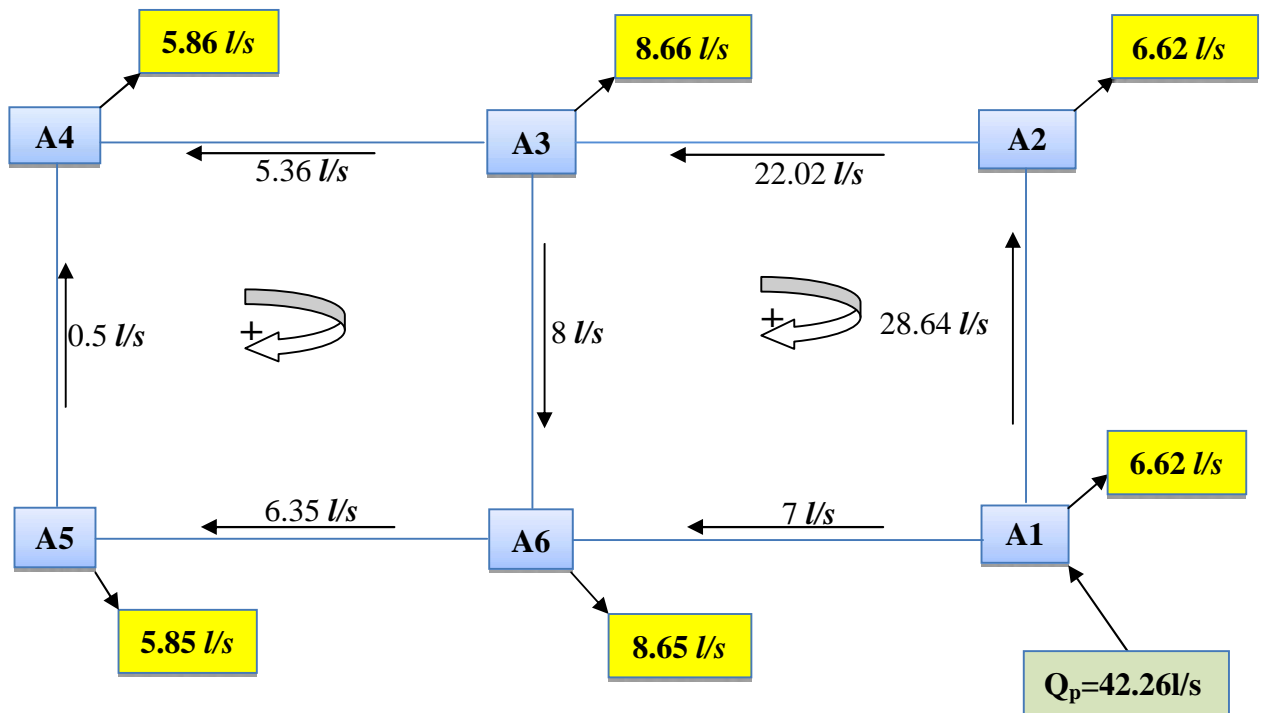


Figure III.3 : première proposition de la distribution des débits (cas de pointe)

III.7. CALCUL DU RESEAU MAILLE :

III.7.1 Méthode de calcul

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution est celle de HARDY CROSS

La méthode de HARDY CROSS repose sur deux lois :

- ✓ **1^{ère} 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^{ème} loi** (loi des mailles) :

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

III.7.2. Formule de perte de utilisé charge:

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

$$J = 0.08263 \times F \times Q^2 / D^5 \quad (\text{III.3})$$

Avec :

J : perte de charge en (m).

F : coefficient de frottement (perte de charge).

Q : débit d'écoulement en (m^3/s).

D : diamètre de conduite en (m).

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

$$F = 1.325 / [\ln(\epsilon / 3.7D) + 5.74 / R^{0.9}]^2 \quad (\text{III.4})$$

Avec:

R : nombre de Reynolds.

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

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

III.7.3. résultat de calcul :

Cas de pointe

Correction 01 :

Tableau III.4 : la première correction des débits

Maille 01

tronçon	Q (l/s)	L (m)	D (mm)	V (m/s)	Pente hydraulique (J)	Perte de charge H (m)	H / Q	Correction propre à la maille	Correction maille adjacente	Débit corrigé
A1 – A2	-28,64	375	200	0,912	0,0038879	-1,4579658	50,906627	0,002		-28,638
A2 – A3	-22,02	275	200	0,701	0,0024390	-0,6707127	30,459252	0,002		-22,018
A3 – A6	-8,000	375	100	1,019	0,0103284	-3,8731579	484,144743	0,002	0,001	-7,997
A1 – A6	7,000	275	100	0,892	0,0081500	2,24124286	320,177552	0,002		7,002
Somme						-3,7605936	885,688174			
$\Delta_Q = - \frac{\sum \Delta H}{2 \times \left(\sum \frac{\Delta H}{Q} \right)} = 0,002$										

Maille 02

tronçon	Q (l/s)	L (m)	D (mm)	V (m/s)	Pente hydraulique (J)	Perte de charge H (m)	H / Q	Correction propre à la maille	Correction maille adjacente	Débit corrigé
A3 - A4	-5,360	200	90	0,843	0,0082689	-1,6537884	308,542627	-0,001		-5,361
A3 - A6	8,000	375	100	1,019	0,0103284	3,87315794	484,144743	-0,001	-0,002	7,997
A6 - A5	6,350	200	90	0,999	0,0111695	2,23389221	351,794049	-0,001		6,349
A5 - A4	0,500	375	40	0,398	0,0049677	1,86288844	3725,776889	-0,001		0,499
Somme						6,31615012	4870,258308			
$\Delta_Q = - \frac{\sum \Delta H}{2 \times \left(\sum \frac{\Delta H}{Q} \right)} = -0,001$										

Distribution Finale

Tableau III.5 : distribution finale des débits

Maille	Tançons	L (m)	Q (l/m)	D (mm)
Maille 01	A1 – A 2	375	28.638	200
	A2 – A3	275	22.018	200
	A3 – A6	375	7.997	100
	A6 – A1	275	7.002	10
Maille 02	A3 – A4	200	5.361	90
	A4 – A5	375	0.499	40
	A5 – A6	200	6.349	90
	A6 – A3	375	7.997	100

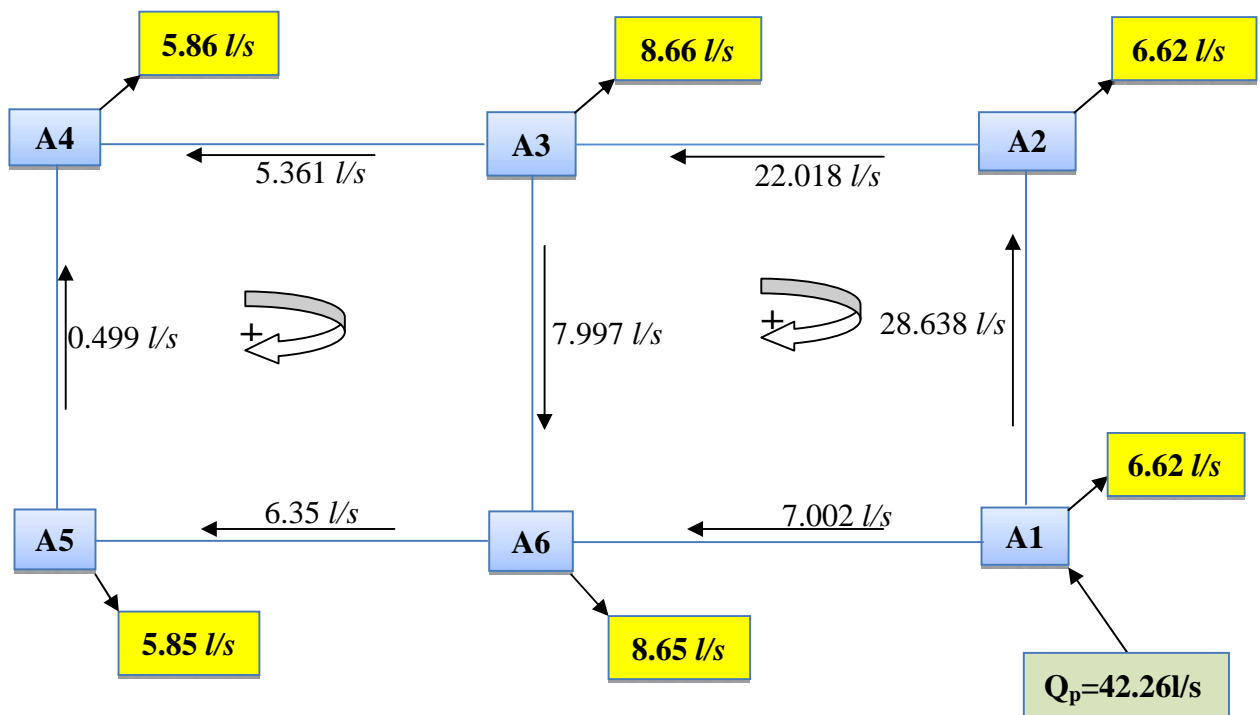


Figure III.4 : distribution finale des débits (cas de pointe)

III.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 :

$$P_{si} = C_{pi} - CTN_i \quad (III.4)$$

Avec :

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

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

CTN_i : Côte terrain naturel en point (i).

Les résultats de calcul des pressions au sol des différents cas sont calculés, ils sont regroupés dans le tableau suivant (La pression d'entrée dans le réseau est égal à 25 mcd):

Tableau III.6 : les pressions au sol (cas de pointe)

Trançon	Côte terrain naturel		Perte de charge H (m)			Côte Piézométrique		Pression au sol	
	Amont	Aval	HL (m)	Hs (m)	HT (m)	Amont	Aval	Amont	Aval
A1-A2	100,51	99,90	1,45796	0,22	1,6767	125,51	123,833	25,00	23,93
A2-A3	99,90	99,20	0,67	0,10	0,7713	123,83	123,06	23,93	23,86
A1-A6	100,51	98,94	2,24	0,34	2,5774	125,51	122,93	25,00	23,99
A3-A4	99,20	99,73	1,65	0,25	1,9018	123,06	121,16	23,86	21,43
A6-A5	98,94	97,68	2,2339	0,34	2,5689	122,93	120,364	23,99	22,68
A5-A4	97,68	99,73	1,86	0,28	2,1423	120,36	118,22	22,68	18,49
A1-A2	100,51	99,90	1,4579	0,22	1,6767	125,51	123,833	25,00	23,93

III .7.4: Distribution dans le cas d'incendie :

Dans notre cas on propose de placer le poteau d'incendie dans le nœud (A3) parce qu'elle est presque centré dans le réseau (le poteau d'incendie couvre un espace circulaire de rayon 400m), avec un débit $q_{inc} = 17$ l/s

Tableau III.7 : Détermination de débit aux nœuds pour le cas (pointe + incendie)

Numéro	Nœud i	Tronçons	Q_r (l/s)	q_{inc} (l/s)	Q_n (l/s)
01	A1	A1-A2	7.64		6.62
		A1-A6	5.60		
02	A2	A2 -A1	7.64		6.62
		A2-A3	5.60		
03	A3	A3-A2	5.60	17	25.66
		A3-A6	7.64		
		A3-A4	4.07		
04	A4	A4- A3	4.07		5.86
		A4 -A5	7.64		
05	A5	A5 - A4	7.64		5.85
		A5 -A6	4.07		
06	A6	A6 - A5	4.07		8.65
		A6 - A3	7.64		
		A6 - A1	5.60		
Somme			59.26		

Première distribution:

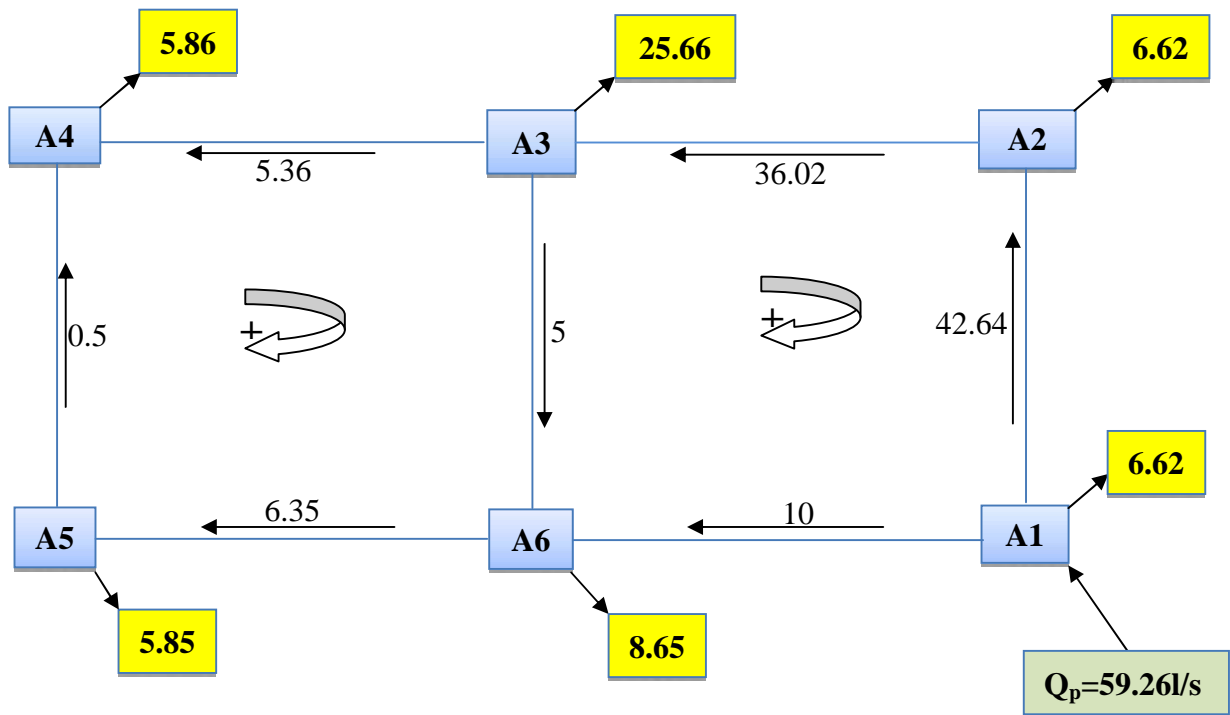


Figure III.5 : première proposition de la distribution des débits (cas de pointe + incendie)

III.7.5. Calcul du réseau mailé : cas pointe + incendie

Tableau III.8 : la première correction des débits

Maille 01

tronçon	Q (l/s)	L (m)	D (mm)	V (m/s)	Pente hydraulique (J)	Perte de charge H (m)	H / Q	Correction propre à la maille	Correction maille adjacente	Débit corrigé
A1 – A2	-42,64	375	200	1,358	0,0078767	-2,9537444	69,271680	0,001		-42,639
A2 – A3	-36,02	275	200	1,147	0,0058392	-1,6057841	44,580349	0,001		-36,019
A3 – A6	-5,000	375	100	0,637	0,0044867	-1,6825049	336,500996	0,001	0	-4,999
A1 – A6	10,000	275	100	1,274	0,0153445	4,21973324	421,973324	0,001		10,001
Somme						-2,0223003	872,326349			

$$\Delta Q = - \frac{\sum \Delta H}{2 \times \left(\sum \frac{\Delta H}{Q} \right)} = 0.001$$

Maille 02

tronçon	Q (l/s)	L (m)	D (mm)	V (m/s)	Pente hydraulique (J)	Perte de charge H (m)	H / Q	Correction propre à la maille	Correction maille adjacente	Débit corrigé
A3 - A4	-5,36	200	90	0,843	0,0082689	-1,6537884	308,542627	0,000		-5,360
A3 - A6	5,000	375	100	0,637	0,0044867	1,68250498	336,500996	0,000	-0,001	4,999
A6 - A5	6,350	200	90	0,999	0,0111695	2,23389221	351,794049	0,000		6,350
A5 - A4	0,500	375	40	0,398	0,0049677	1,86288844	3725,776889	0,000		0,500
Somme						4,12549716	4722,614561			

$$\Delta \frac{\sum H_{p,ij}}{Q} = \frac{\sum \frac{\Delta H_{p,ij}}{Q}}{2 \times (\sum Q)} = -0,0000$$

Distribution Finale

Tableau III.9 : distribution finale des débits

Maille	Tançons	L (m)	Q (l/m)	D (mm)
Maille 01	A1 – A 2	375	42.64	200
	A2 – A3	275	36.019	200
	A3 – A6	375	4.999	100
	A6 – A1	275	10.001	10
Maille 02	A3 – A4	200	5.36	90
	A4 – A5	375	0.5	40
	A5 – A6	200	6.35	90
	A6 – A3	375	4.999	100

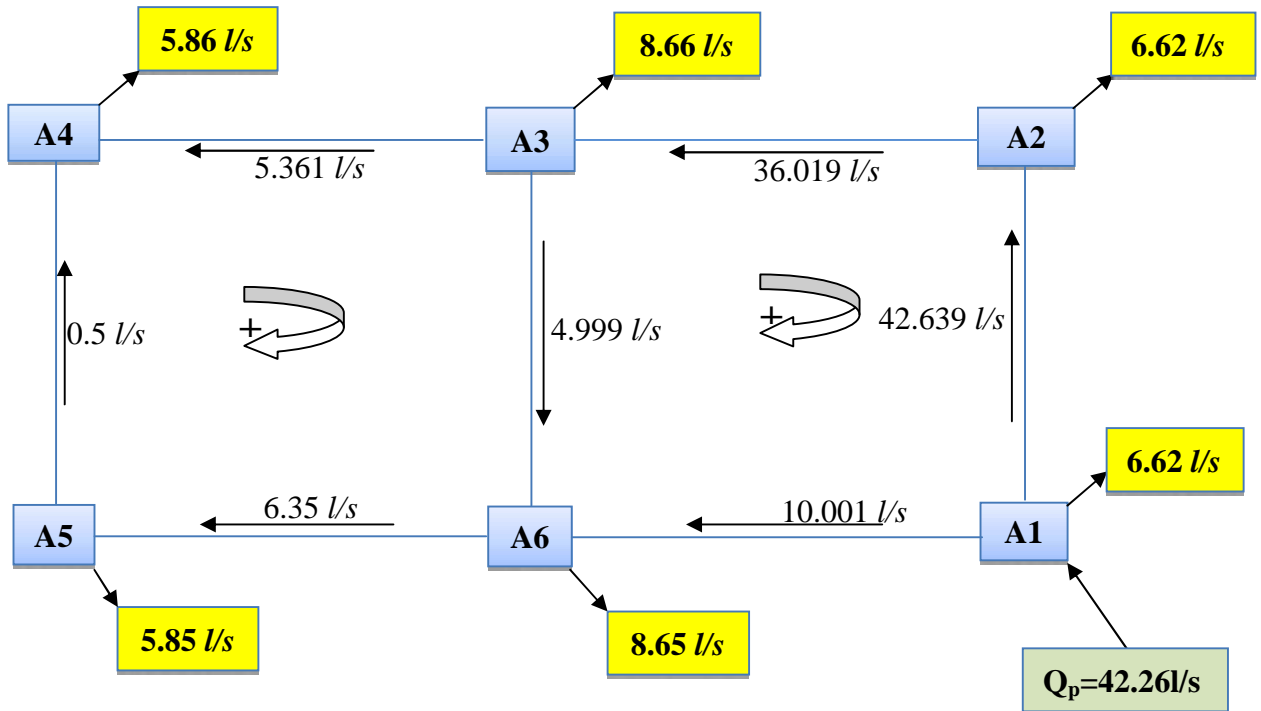


Figure III.6 : distribution finale des débits (cas de pointe+incendie)

Pression au sol cas points et incendie :

La pression d'entrée dans le réseau est égal à 25 mcd

Tableau III.10 : les pressions au sol (cas de pointe+incendie)

Tronçon	Côte terrain naturel		Perte de charge H (m)			Côte Piézométrique		Pression au sol	
	Amont	Aval	HL (m)	Hs (m)	HT (m)	Amont	Aval	Amont	Aval
A1-A2	100,51	99,90	2,953744	0,44	3,3968	125,51	122,1132	25,00	22,21
A2-A3	99,90	99,20	1,61	0,24	1,8467	122,11	120,27	22,21	21,07
A1-A6	100,51	98,94	4,22	0,63	4,8527	125,51	120,66	25,00	21,72
A3-A4	99,20	99,73	1,65	0,25	1,9018	120,27	118,364	21,07	18,63
A6-A5	98,94	97,68	2,2339	0,34	2,5689	120,66	118,088	21,72	20,41
A5-A4	97,68	99,73	1,86	0,28	2,1423	118,09	115,95	20,41	16,22
A1-A2	100,51	99,90	2,953744	0,44	3,3968	125,51	122,1132	25,00	22,21

III.8. conclusion :

Après avoir fait le calcul hydraulique on peut conclure que le réseau peut fonctionner normal parce que le calcul des pressions au sol à donner des pressions acceptable dans l'intervalle admet.

Conclusion général

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.

Toujours on a recherche de la bonne proposition pour un meilleur choix quantitative et qualitative de l'eau qui nous amminés al 'agglomération, et pour cette raison on fait ce travail pour élaborer la bonne conception de notre étude d'avant projet, donc, le but de ce travail est de déterminer le valeur réelle de la dotation pour fait une bonne estimation de besoin en eau de la population de notre zone d'étude

Le manque de base des donnes sur notre régions d'étude, nous encourageons faire cette travail pour crée de base des données pour facilité l'étude des projets comme les études de réseau d'AEP, assainissement

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 de consommateurs
- ✓ Détermination la valeur réelle de dotation

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

Références bibliographiques

1/ bureau d'étude betideadisine , calcul réseau alimentation en eau potable log 750 , 2014.

2/ direction de ressources en eaux.

3/ la direction de transport.

4/ [www.memoireonline.com/05/08/1141/m-optimisation -multi itéré-gestion-AEP4.html](http://www.memoireonline.com/05/08/1141/m-optimisation-multi-itéré-gestion-AEP4.html)