

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR- ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE MASTER

DOMAINE SCIENCES ET TECHNIQUES

FILIERE HYDRAULIQUE

OPTION HYDRAULIQUE

Thème

Diagnostic et Fiabilité du réseau de distribution
de la zone Plaine Ouest - Annaba

Présenté par:

LAALA BOUALI Oussama

Dirigé par:

CHABI Moncef

Jury de soutenance:

HAMMAR Yahia	Président	Professeur	U ANNABA
CHABI Moncef	Rapporteur	M.A.A	U ANNABA
LAOUACHERIA Fares	Examineur	M.C.B	U ANNABA
KECHIDA Said	Examineur	M.A.A	U ANNABA
SAADANE Naceur	Invite	M.A.A	U ANNABA

Promotion : JUIN 2017

Résumé

Les taux de raccordement des populations à des systèmes d'alimentation en eau potable sont de 93% à l'échelle nationale et qui sont très élevés dans les agglomérations et un peu plus faibles dans les zones rurales. Mais la régularité et la continuité de la distribution, objectifs principaux de l'Algérienne Des Eaux (ADE), ne sont atteintes que dans un nombre restreint des agglomérations. Et dans bien des cas, on ne peut pas accuser l'insuffisance de ressources disponibles. Une partie seulement de l'eau potable produite est réellement distribuée aux usagers en raison des fuites dans les réseaux : les taux de pertes sont très importants, atteignant dans certains cas 50%. Cette situation problématique s'explique principalement par l'état défectueux des réseaux. Les actions qui permettent d'assurer la continuité et la qualité du service public ces actions sont ; la réparation des réseaux, la réduction des fuites et des gaspillages. Pour atteindre ces objectifs il est nécessaire de faire du diagnostic.

Mots clés : eau potable, agglomérations, ADE, fuites, gaspillages, diagnostic.

Abstract

The rates of linking populations to drinking water systems are 93% nationally and are very high in urban areas and very lower in rural areas. But the regularity and the continuity of the distribution, the main objectives of the Algerian Waters (WA), are only reached in a limited number of agglomerations. And in many cases, the lack of available resources can't be accused. Only part of the drinking water produced is actually distributed to the users due to leakage in the networks: the loss rates are very high, reaching in some cases 50%. This problematic situation is mainly due to the defective state of the networks. The actions that ensure the continuity and quality of the public service are; repairing networks, reducing leakage and waste. To achieve these objectives it is necessary to make a diagnosis.

Key words: drinking water, agglomerations, WA, leaks, waste, diagnosis.

ملخص

معدلات وصل وإمداد السكان بالمياه الصالحة للشرب على الصعيد الوطني وصلت إلى 93% و هذه النسبة عالية جدا في المدن مقارنة بالمناطق الريفية. الأهداف الرئيسية للجزائرية للمياه (ج م) هي انتظام و استمرارية التوزيع لا يمكن بلوغها إلا في عدد محدود من المدن ، و في كثير من الأحيان لا يمكن تغطية كامل احتياجات الموارد المتاحة حيث يتم توزيع جزء فقط من المياه المنتجة فعليا للمستخدمين بسبب التسريبات في الشبكات و تؤدي إلى خسائر مهمة جدا تصل في بعض الأحيان إلى 50% ، هذا راجع أساسا لسوء حالة الشبكات . الحلول و الإجراءات التي تضمن استمرارية و جودة الخدمة العامة هي إصلاح الشبكات و الحد من التسريبات و الهدر ، و لتحقيق هذه الأهداف لابد من إجراء عملية التشخيص.

الكلمات المفتاحية : الماء الشروب ، تجمعات سكانية ، الجزائرية للمياه ، الهدر ، التشخيص.

Remerciements

Avant tout je remercie Allah qui ma donné le courage, la volonté, la patience et la capacité pour réaliser ce modeste travail.

Au terme de ce travail, Je tiens à remercier et à exprimer ma gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à sa réalisation

Mes vifs remerciements vont aux membres de jury qui me font le grand honneur d'évaluer ce travail:

*Monsieur **Hammar yahia** pour l'honneur qu'il ma a fait de présider ce jury.*

*Monsieur **Kechida said** d'avoir accepté d'examiner ce travail.*

*Monsieur **Laouacheria Fares** d'avoir accepté d'examiner ce travail.*

*Je remercie mon encadreur Monsieur **Chabi Moncef** professeur à l'Université Badji Mokhtar d'Annaba, de m'avoir accueillie dans son équipe et d'avoir accepté de diriger ce travail. Sa rigueur scientifique, sa disponibilité et ses qualités humaines m'ont profondément touchée.*

*Je remercie également les enseignants du département d'hydraulique pour leurs précieux enseignements et tous les enseignants de l'université de **Badji Mokhtar d'Annaba**.*

Ensuite, je joins ces remerciements à tout le personnel de l'Algérienne des Eaux(ADE) et la direction d'hydraulique d'Annaba pour leur excellent accueil, leur orientation ainsi que leur soutien dans la construction de ce travail.

Enfin, mes remerciements iront à toutes les personnes dont l'empreinte restera dans ce dit travail plus encore dans ma mémoire, pour leurs conseils scientifiques, leurs aides, leurs talents, leurs motivations.

Dédicaces

C'est avec profonde gratitude et sincères mots, que je dédie ce travail de fin d'étude à tous ceux qui me sont chers.

A mon cher père.

L'école de mon enfance qui ma inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie.

A ma chère Mère.

La plus belle créature que Dieu a créée sur terre, à cette source de tendresse, de patience et de générosité qui n'a jamais cessée de formuler des prières à mon égard afin de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A ma chère sœur Aya, et mon cher frère Amine

A toute ma famille ; et sur tout ma chère grande Mère que j'aime et je respecte beaucoup.

A mon promoteur Mr Chabi Moncef Qui m'a aidé et ma pris beaucoup de choses durant cette formation.

A tous mes amis de près et de loin.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

Oussama

Sommaire

Introduction générale	i
-----------------------------	---

CHAPITRE I : Etude Bibliographique

I.1. Dysfonctionnement des réseaux d'eau et problématique des fuites	4
I.2. Le Vieillissement d'un réseau d'eau	4
I.2.1. Définition du vieillissement d'une conduite d'eau potable	4
I.2.2. Mauvais fonctionnement hydraulique du réseau engendré par le vieillissement d'une conduite	5
I.2. 3. Dommages divers engendrés par le vieillissement d'une conduite	5
I.3. Evaluation du vieillissement d'une conduite	6
I.3.1. La qualité de l'eau	6
I.3.2. La diminution de la capacité de transport	6
I.4. La problématique des fuites	7
I.4.1. Types des fuites	7
I.4.1.1 Les fuites	8
I.4.1.2 Les ruptures (défaillances) ou les fuites apparentes	8
I.5. Causes des fuites	13
I.5.1. Les différentes contraintes qui agissent sur une canalisation	13
I.5.2. Les éléments influençant l'apparition des fuites	14
I.5.2.1. Les éléments propres à la canalisation	14
I.5.2.2. Les éléments extérieurs aux réseaux	16
I.5.2.3. Les éléments liés à l'exploitation des réseaux	17
I.6. Les manifestations des fuites	17
I.7. Conclusion	18

CHAPITRE II : Représentation de la zone d'étude

II. Présentation de la zone d'étude	20
II.1 Situation régionale	20
II.2 Présentation de la zone d'étude	21
II.3 Topographie	21
II.4 Occupation du sol	22
II.5 Démographie	22
II.6 Parc Equipements	22
II.6.1 Sportifs et Jeunesses	22
II.6.2 Scolaires	23
II.6.2.1 Ecoles primaires	23
II.6.2.2 Ecole fondamentales (CEM)	23
II.6.2.3 Lycée et technicom	24
II.6.3 Caractère social	24
II.6.4 Cultuels	24
II.6.5 Formation Processionnelle	25
II.6.6 Sanitaires	25
II.6.7 Edilitaire	25
II.6.8 Universitaire	25
II.6.9 Touristique	25
II.6.10 Commerciale et de Services	26

II.6.11 Administration Et Siege d'entreprises	26
II.6.12 Autres	27
II.7 Servitudes et contrainte à l'urbanisation	27
II.8 Ressources et besoins en eau	27
II.8.1 Ressource en eau	27
II.8.2 Bilan de production	28
II.9 stockage	28
II.10 Réseau de distribution	30
II.10.1 Type des Matériaux des conduites du réseau	30
II.10.2 Diamètre des conduites de réseau	31
II.11 Sectorisation de la zone	33

CHAPITRE III : Fiabilité des Reseaux

III.1. Indices de fiabilités hydrauliques	37
III.1.1. Indice de criticité hydraulique	37
III.1.2. Indice de déficience aux nœuds	37
III.2. Le rendement	37
III.2.1. Rendement primaire	37
III.2.2. Rendement net	38
III.2.3. L'indice linéaire de perte des réseaux d'eau potable	38
III.2.4. L'indice linéaire de perte primaire	38
III.2.5. L'indice linéaire de perte net	38
III.2.6. Indice linéaire de consommation	38
III.2.7. Indice linéaire de production	38
III.3 la consommation	39
III.3.1 La distribution	39
III.3.2 Les besoins de consommation	40
III.3.2.1 Nombre d'abonné de la Plaine Ouest	40
III.3.2.2 Type de consommateur	41
III.3.2.3 Les volumes totaux facturés	42
III.3.3 Le comptage	43
III.3.3.1 Les compteurs de production	43
III.3.3.2 Les compteurs de distribution	43
III.3.3.3 Les compteurs des abonnés	43
III.3.4 Les pertes d'eau potable	44
III.3.4.1 Les pertes d'eau au niveau de distribution	44
III.3.5 Le rendement	45
III.3.5.1 Le rendement primaire RP	45
III.3.5.2 Calcul des indices	46
III.3.6 Les secteurs	46
III.3.6.1 Les volumes	46
III.3.6.2 Les Débits	47
III.3.6.3 Les Pertes	48
III.3.6.4 ILP secteur	49
III.3.6.5 ILC secteur	49
III.4 Conclusion	49

CHAPITRE IV : Modélisation EPANET

Introduction	51
IV.1 Intérêt de la modélisation	51
IV.2 Précision du modèle et représentation du réseau d'AEP	51
IV.3 Les logiciel de modélisation des réseaux d'AEP	52

IV.3.1 Le logiciel RESODO	52
IV.3.2 Le logiciel PORTEAU	52
IV.3.3 Le logiciel PICCOLO	52
IV.3.4 Le logiciel EPACAD	53
IV.3.4.1 AUTOCAD / EPACAD Lien	53
IV.3.4.2 EPACAD / EPANET lien	54
IV.4 Présentation du logiciel EPANET	54
IV.4.1 Historique	54
IV.4.2 Capacités pour la modélisation hydraulique	54
IV.4.3 Les Étapes de l'Utilisation d'EPANET	55
IV.4.4 Modélisation du réseau sous EPANET	55
IV.4.4.1 Composantes physiques	55
IV.4.4.2 Composantes non-physiques	61
IV. 5 Le modèle de simulation hydraulique	62
IV. 6 Application de modèle sur EPANET	62
IV.6.1 Construction du modèle	62
IV.6.2 Simulation du modèle actuel	66
IV.7. Conclusion	68

Conclusion Générale 69

Références Bibliographiques

ANNEXE

Annexe 1 : Tableau du volume facturé

Annexe 2 : Tableau des indices

Annexe 3 : Tableau des résultats des conduites

Annexe 4 : Tableau des résultats des nœuds

CHAPITRE I : Etude Bibliographique

Liste des Figures

Figure I.1	Vieillessement des canalisations en fonte	4
Figure I.2	Une conduite ayant subi une rupture en Acier	9
Figure I.3	Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Eclatement)	10
Figure I.4	Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure transversale)	10
Figure I.5	Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure longitudinale).	11
Figure I.6	Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure autour de la tulipe et joint).	11
Figure I.7	Fréquence des types de ruptures en fonction du diamètre	12
Figure I.8	Répartition des fuites sur tuyau et sur joint en fonction du diamètre	12
Figure I.9	Causes de l'affaiblissement d'une conduite d'eau potable	13
Figure I.10	Contraintes subis par une conduite d'eau potable	13
Figure I.11	Conduite subi une corrosion (fonte)	15
Figure I.12	Conduite subi une corrosion externe par courant vagabonds	16

CHAPITRE II : Représentation de la zone d'étude

Figure II.1	Répartition des Communes et de population	20
Figure II.2	Plan d'occupation de sol de la zone Plaine Ouest	21
Figure II.3	Schéma des réservoirs 4×5000 m ³ de la zone plaine Ouest .	29
Figure II.4	schéma de la chambre des vannes entre les réservoirs R1 et R2.	29
Figure II.5	Répartition linéaire des canalisations selon leurs matériaux de construction	30
Figure II.6	Répartition de réseau selon les diamètres	31
Figure II.7	Secteur du distribution N°1	33
Figure II.8	Secteur du distribution N°2	34
Figure II.9	Secteur du distribution N°3	34
Figure II.10	Secteur du distribution N°4	35
Figure II.11	Secteur du distribution N°5	35

CHAPITRE III : Fiabilité des Reseaux

Figure III.1	Les volumes trimestriels mis en distribution	40
Figure III.2	Evolution du nombre d'abonné de la Plaine Ouest	41
Figure III.3	Evolution des abonnés d'eau potable de la Plaine Ouest	42

Figure III.4	Evolution des volumes totaux facturés de la Plaine Ouest	44
Figure III.5	Evolution de types du comptage de la Plaine Ouest	44
Figure III.6	Evolution des pertes en eau au niveau de la distribution de la Plaine Ouest	44
Figure III.7	pourcentage des pertes en eau au niveau de distribution de la Plaine Ouest	45
Figure III.8	Volume facturé par ans de chaque secteur m ³	47
Figure III.9	Débit de chaque secteur en l/s	48
Figure III.10	Perte de chaque secteur en m ³ /an.	48

CHAPITRE IV : Modélisation EPANET

Figure IV.1	Transformation d'un réseau en AutoCAD vers Epanet	54
Figure IV.2	Composants Physiques d'un Système de Distribution d'Eau	56
Figure IV.3	Passage DXF –EPANET	63
Figure IV.4	Schématisation du réseau	63
Figure IV.5	Saisie des éléments supplémentaires	64
Figure IV.6	Saisie des Diamètre de conduite	64
Figure IV.7	Saisie des demandes de base	65
Figure IV.8	Répartition des vitesses.	66
Figure IV.9	Répartition des pressions	67

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Représentation de la zone d'étude

Tableau II.1	Répartition des Communes et de population	20
Tableau II.2	Plan d'occupation de sol de la zone Plaine Ouest	22
Tableau II.3	Equipements Scolaires	23
Tableau II.4	Equipements Scolaires (CEM)	23
Tableau II.5	Equipements Scolaires (Lycee et technicum).	24
Tableau II.6	Equipements social	24
Tableau II.7	Equipements Cultuels	24
Tableau II.8	Equipements Processionnelle	25
Tableau II.9	Equipements Sanitaires	25
Tableau II.10	Equipements Edilitaire.	25
Tableau II.11	Equipements Universitaire	25
Tableau II.12	Equipements Touristique.	25
Tableau II.13	Equipements Commerciale et services	26
Tableau II.14	Equipements Administrative.	26
Tableau II.15	Autres Equipements	27
Tableau II.16	Bilan de production d'eau (m ³ /j). (d'après SEATA)	28
Tableau II.17	Ci-après illustre le linéaire de la conduite par km et le type de matériaux.	29
Tableau II. 18	Ci-après illustre les secteurs de la zone plaine ouest et sa superficie.	30

CHAPITRE III : Fiabilité des Reseaux

Tableau III.1	les volumes mis en distribution (Source ADE Annaba).	39
Tableau III.2	Moyenne des volumes mis en distribution	40
Tableau III.3	Nombre d'abonné d'eau potable de la Plaine Ouest.	40
Tableau III.4	Nombre de chaque type d'abonnés	41
Tableau III.5	Volumes totaux facturés de la Plaine Ouest	42
Tableau III.6	Différent types de comptage de la Plaine Ouest (Source ADE Annaba , service commercial)	43

Tableau III.7	Volumes d'eau perdus au niveau de la distribution de la Plaine Ouest	44
Tableau III.8	Pourcentage des pertes en eau de la Plaine Ouest (distribution)	45
Tableau III.9	Le rendement primaire de réseau	46
Tableau III.10	Indice linéaire des pertes	46
Tableau III.11	Indice linéaire des consommations	47
Tableau III.12	Volume facturé par ans de chaque secteur m ³	47
Tableau III.13	Débit de chaque secteur en l/s.	48
Tableau III.14	Perte de chaque secteur en m ³ /an.	48
Tableau III.15	Indice linéaire des pertes de chaque secteur	49
Tableau III.16	Indice linéaire des consommations de chaque secteur.	49

CHAPITRE IV : Modélisation EPANET

Tableau IV.1	Formules de perte de charge totale pour toute la longueur de la canalisation en charge	59
Tableau IV.2	Coefficients de Rugosité pour les tuyaux neufs	59
Tableau IV.3	Coefficients de Pertes de Charge Singulières pour une Sélection de Vannes et Raccords.	60

INTRODUCTION
GENERAL

Introduction Générale

L'eau a une importance sans égale pour la vie sur la terre. L'eau douce ne représente que 2,5% de l'eau présente sur la terre. Elles se trouvent dans les glaciers, les nappes souterraines, les lacs et les rivières. Et seul 1% de l'eau douce peut fournir de l'eau potable. Ces derniers totalisent en **Algérie** un volume moyen annuel de 13,4 milliards de m³ ; 4,7 milliards de m³ de ce volume sont stockés dans les barrages qui présentent 38% du volume total des eaux de surface. Pour ce qui est des eaux souterraines, leurs réserves permettent d'exploiter un volume annuel de 6,8 milliards de m³ et elles exigent, par conséquent, de coûteux forages. En termes de ressources mobilisables, l'**Algérie** dispose d'un plafond annuel de 11,5 Milliards de m³ qui se répartissent comme suit:

- Mobilisation des eaux de surface (barrages) : 4,7 milliards de m³.
- Exploitation des nappes souterraines : 1,8 milliards de m³ (pour le Nord de Algérie) et 5 milliards de m³ (pour le Sud de l'Algérie).

Cette situation classe l'**Algérie** parmi les pays qui se situent en dessous du seuil de pénurie de la disponibilité en eau, fixé internationalement à 1000 m³/an/habitant. La disponibilité de l'eau est en effet actuellement, avec une population de plus 30 millions d'habitants, de 383 m³/an/habitant et passera en 2020 avec une population de 44 millions d'habitants environ, à 261 m³/an/habitant, pour ce qui concerne les ressources mobilisables.

A présent, les taux de raccordement des populations à des systèmes d'alimentation en eau potable sont de 93% à l'échelle nationale et qui sont très élevés dans les agglomérations et un peu plus faibles dans les zones rurales. Mais la régularité et la continuité de la distribution, objectifs principaux de l'Algérienne Des Eaux (ADE), ne sont atteintes que dans un nombre restreint des agglomérations. Et dans bien des cas, on ne peut pas accuser l'insuffisance de ressources disponibles.

Une partie seulement de l'eau potable produite est réellement distribuée aux usagers en raison des fuites dans les réseaux : les taux de pertes sont très importants, atteignant dans certains cas 50%.

Cette situation problématique s'explique principalement par l'état défectueux des réseaux. Les actions qui permettent d'assurer la continuité et la qualité du service public ces actions sont ; la réparation des réseaux, la réduction des fuites et des gaspillages. Pour atteindre ces objectifs il est nécessaire de faire du diagnostic.

Objectif de l'étude

Le travail, présenté dans ce mémoire, a pour objectif de proposer une méthode pour le diagnostic des réseaux d'eau dans le contexte Algérien qui est caractérisé essentiellement par le manque d'archive relative aux (données) des réseaux d'eau.

Présentation du mémoire

Le mémoire est décomposé en quatre chapitres, dans le premier chapitre, nous avons défini quelque étape pour réaliser un diagnostic du réseau d'eau potable ainsi que la problématique des fuites et leurs causes principales.

Dans le second chapitre; nous avons représenté notre zone d'étude et ses équipements ainsi que le réseau existant.

Le troisième chapitre nous avons représenté les différents volumes mis en distribution et consommé, qui nous a permet de définir les rendements, les indices de perte et les calculs correspondant à chaque secteur.

Pour bien éclaircir nos résultats de calculs nous avons fait une application dans le quatrième et dernier chapitre, cette application concerne l'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la Plaine Ouest. Nous avons présenté la simulation par logiciel Epanet V2.0.

CHAPITRE I :

Etude

Bibliographique

I.1. Dysfonctionnement des réseaux d'eau et problématique des fuites

Le rôle d'un gestionnaire du réseau d'eau potable c'est fournir aux usagers l'eau en quantité suffisante et de meilleure qualité possible ; pour cela il dispose d'installations visibles en surface ; comme les stations de traitement, les réservoirs ainsi que des réseaux de canalisations qui sont enfouis dans le sol.

Ces installations, une fois construites font l'objet de dégradations dues au temps ou à la corrosion et doivent être surveillées, contrôlées, et entretenues.

Le temps et l'action des différents phénomènes (le sol corrosif, contrainte mécaniques, surpression, etc.) contribuent à la dégradation des canalisations d'un réseau et de ces accessoires. Une combinaison de ces phénomènes va accélérer la détérioration des conduits L'augmentation du nombre des interventions, des casses observées sur le réseau, ainsi qu'une dégradation de la qualité de l'eau transportée représente des indicateurs du vieillissement du réseau [1] .

I.2. Le Vieillissement d'un réseau d'eau

I.2.1. Définition du vieillissement d'une conduite d'eau potable

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps, celle-ci donnant lieu, soit à certains dommages, soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau [2]



Figure I.1 : Vieillissement des canalisations en fonte [11].

I.2.2. Mauvais fonctionnement hydraulique du réseau engendré par le vieillissement d'une conduite

- **Chute de pression**

Une conduite en service aura un diamètre diminué à cause de l'entartrage ou des protubérances dues à la corrosion.

- **Fuites diffuses**

Dues aux détériorations des joints ou à la corrosion des tuyaux. Une forte augmentation de leur nombre peut avoir une incidence directe sur le réseau et diminuer le rendement.

- **Ruptures**

Dues à l'action combinées de la corrosion sur la conduite et du mouvement de sol (vibration, séisme, travaux divers). Une rupture peut entraîner une intervention sur le réseau de plusieurs heures, pendant laquelle les abonnés sont éventuellement privés d'eau ou bien subissent une chute de pression.

Chacune de ces détériorations engendre en outre certains dommages qui sont :

- Des pertes d'eau, d'où une augmentation de la production .
- Des pertes en énergie (augmentation du temps de pompage) .
- Des interventions sur le réseau.

I.2. 3. Dommages divers engendrés par le vieillissement d'une conduite

- **Détérioration de la qualité d'eau**

On peut distinguer deux types de dommages liés à la dégradation de la qualité de l'eau. Le premier est celui qui engendre le non potabilité de l'eau. Il faut alors élaborer un nouveau traitement rendant cette eau potable.

Le deuxième concerne l'augmentation du nombre de plaintes des abonnés dû à une apparence négative de l'eau (odeur, couleur, goût). Ceci entraîne alors une baisse d'image de marque de service exploitant.

- **Fuites diffuses**

Ces fuites peuvent déstabiliser la conduite en érodant le lit de pose, d'où rupture au niveau des points fragiles du tuyau.

- **Ruptures**

Elles peuvent avoir des incidences indirectes :

- **Inondation** : D'où coupure de trafic sur la chaussée concernée, ou dommage chez un particulier
- **Coupure d'eau** : Donc dommages causés notamment aux industries ou aux centres de santé.

- **Plaintes des abonnés** : Chacun de ces dommages engendre des coûts indirects, qui peuvent être souvent nettement supérieurs aux coûts directs de main d'oeuvre pour effectuer la réparation.

Le vieillissement de la conduite ne correspond pas à un seul phénomène ayant lieu sur la conduite mais plutôt à l'action de plusieurs facteurs propres à la conduite et son environnement.

Le paragraphe suivant montre l'évaluation effective du vieillissement à partir des différents phénomènes précédents.[2].

I.3. Evaluation du vieillissement d'une conduite

I.3.1. La qualité de l'eau

Le phénomène de vieillissement ne peut être quantifié directement, mais à partir des phénomènes par lesquels il se manifeste.

La mesure de la dégradation de la qualité de l'eau peut permettre de caractériser l'état de la ou des conduites proche du point de mesure ou de l'endroit où a eu lieu de plainte d'un abonné. Elle peut renseigner sur l'état de corrosion de la conduite pour ce qui concerne les conduites métalliques. C'est le cas lorsque des produits de corrosion sont transportés à travers le réseau.

On a par- exemple le phénomène d'eau rouge, qui correspond à l'oxydation d'ions ferreux en ions ferriques principalement dans les eaux douces, acides ou désaérées. Certaines autres substances comme le manganèse peut également autres substances comme le manganèse peuvent également entraîner la coloration de l'eau (la noire).

On peut également être renseigné sur la corrosion bactérienne, en examinant les teneurs en bactéries du fer 1 ou sulfatoréductrices 2.

Un mauvais état des joints ou des conduites en matière plastique peut également altérer la qualité d'eau, du fait de l'introduction de substances provenant de l'extérieur, comme des hydrocarbures.

Afin de bien connaître le vieillissement, il est important d'étudier la corrélation entre l'âge de la conduite et l'apparition d'une mauvaise qualité de l'eau. Cependant il est très difficile d'identifier la conduite « malade », car on ne peut dire avec précision quelle est celle qui a détérioré la qualité de l'eau [3].

I.3.2. La diminution de la capacité de transport

Cette valeur correspond à la diminution du diamètre interne de la conduite ou à l'augmentation de la rugosité. Ceci est engendré par l'entartrage calcaire sur les conduites non revêtues d'un revêtement interne mais aussi par l'apparition de protubérances dues à des produits de corrosion.

La diminution de la capacité de transport se manifeste :

- Soit par la mise en évidence de l'augmentation des pertes de charges sur le réseau ou sur une partie, cette augmentation est non induite par l'augmentation de la consommation.
- Soit par la modélisation hydraulique du réseau.
- Soit par une comparaison entre des observations (pas assez de pression ou débit au niveau des habitations) et les débits théoriques entendus en certains points du réseau.
- Soit à partir d'échantillons de canalisation prélevés directement sur le réseau, et l'analyse de difficilement généralisables.

Le nouveau diamètre ou le nouveau coefficient de rugosité estimé ou mesuré sur une conduite donne alors un état de son entartrage. Si cela est possible on peut là aussi définir la corrélation pouvant exister entre la dégradation de la conduite et certains facteurs comme son âge, sa nature, la qualité de l'eau à l'entrée dans le réseau.[4]

I.4. La problématique des fuites

Les fuites engendrent des pertes qui peuvent être de deux types [4]:

- Les pertes au niveau d'adduction qui surviennent dans le cas où il y a des transferts d'eau très importants, entre la production et la mise en distribution. L'absence de comptage tant à l'amont qu'à l'aval ne permet pas d'évaluer ces pertes.
- Les pertes en distribution qui correspondent à la différence entre le volume d'eau distribué et le volume d'eau consommé. Elles sont due aux :
 - Fuites au niveau des joints.
 - Fuites aux différentes prises de branchement,
 - Fuites sur branchements.
 - Cassures des conduites : Erreurs de comptage .
 - Erreurs de comptage.
 - Eaux piratées (branchements illicites).

I.4.1. Types des fuites

L'EPA (Environmental Protection Agency) a regroupé et utilisées des données les fuites ou ruptures dans plusieurs services Américains. Les données recueillies ne sont pas toujours basées sur les mêmes définitions concernant les fuites. On peut distinguer [1] :

- **Les fuites (leak repair) :** Ce sont tous les événements entraînant une réparation sur les conduites, les hydrants, les branchements qui sont :
 - Les fuites sur tuyau (main leak).
 - Les fuites sur joints (joints leak).
- **Les ruptures sur conduites (main break) :** Elles représentent les défaillances structurelles

du tuyau ou de l'emboîtement dus à une surcharge excessive, une détérioration du lit de pose, un contact avec les autres structures, la corrosion, ou une combinaison entre ces conditions.

On remarque que les définitions précédentes différencient surtout les fuites sur conduites de celles ayant eu lieu sur les différents organes du réseau (vannes ; pompes) par la suite on distingue aussi les fuites et les ruptures.

- **La défaillance** : Est une rupture ou une fuite apparente nécessitant une intervention sur le réseau. Elle peut avoir lieu soit sur tuyau, soit sur le joint. Ceci exclut les fuites ayant lieu sur les branchements, ainsi que celles ayant lieu sur les organes du réseau, tels que les pompes, les vannes, les hydrants et autres organes régulateurs.

La limite entre rupture et fuite n'est pas toujours bien définie, une **rupture** est une fuite, mais **une fuite** n'est pas obligatoirement une rupture, ces fuites peuvent être visibles ou non. Elles sont classées en deux types [3] :

- Les fuites diffuses ;
- Les ruptures (défaillances) ou les fuites apparentes.

I.4.1.1 Les fuites diffuses

Les fuites diffuses sont mises en évidence lors des mesures bien spécifiques ou lorsque la tranchée d'une conduite est ouverte. Elles n'entraînent pas en général de réparations sur la conduite. Ce sont elles qui en général abaissent le rendement d'un réseau et ne lui permettent pas d'avoir une valeur supérieure à 90% à 95 % . Elles caractérisent, soit une fragilisation du tuyau par de petites ouvertures, soit un mauvais état des joints qui devient alors poreux. On peut les constater de manières différentes :[4]

- Par le constat d'une diminution importante du rendement du réseau .
- Par une augmentation croissante de la consommation de nuit .
- Soit par des campagnes de mesures sur terrain, par des techniques de corrélation acoustique. Ce genre de mesure permet de retrouver précisément quelles sont les conduites les plus dégradées.

L'état de conduite est alors déterminé par le nombre et la taille des fuites que l'on peut détecter [4].

I.4.1.2 Les ruptures (défaillances) ou les fuites apparentes

Ces fuites (ruptures) qui entraînent automatiquement des interventions sur le réseau, on l'appelé par la suite **défaillance**. Elles sont mise en évidence, soit parce qu'elles entraînent, au niveau de la chaussée, une inondation plus au moins importante, soit parce que l'on constate une augmentation

brutale de la consommation de nuit. Dans ce cas on peut trouver l'endroit de la rupture avec précision ou de la fuite avec un jeu de vanes.

Ces casses caractérisent un mauvais état de la conduite et une certaine fragilisation ; elles peuvent avoir lieu à la suite d'une corrosion dans le temps de la conduite reliée à un mouvement de sol ou une augmentation de la pression interne. Elles correspondent soit à une diminution de la paroi de la conduite, soit à la formation de trous (**figure 1.2**).

En général ces ruptures sont différentes selon le diamètre. En fonction du diamètre et du type de défaillances, les ruptures transversales (**figure 1.3**) ont lieu surtout sur les petits diamètres alors que les gros diamètres subissent plutôt des ruptures petits diamètres alors que les gros diamètres subissent plutôt des ruptures longitudinales ou des piquages (**figure 1.4**).

Elles peuvent également concerner les fuites au niveau des joints (pour les diamètres plus élevés (**1.5**) qui en fonction de leur importance deviennent apparentes [1].



Figure I.2 : Une conduite ayant subi une rupture en Acier [4].

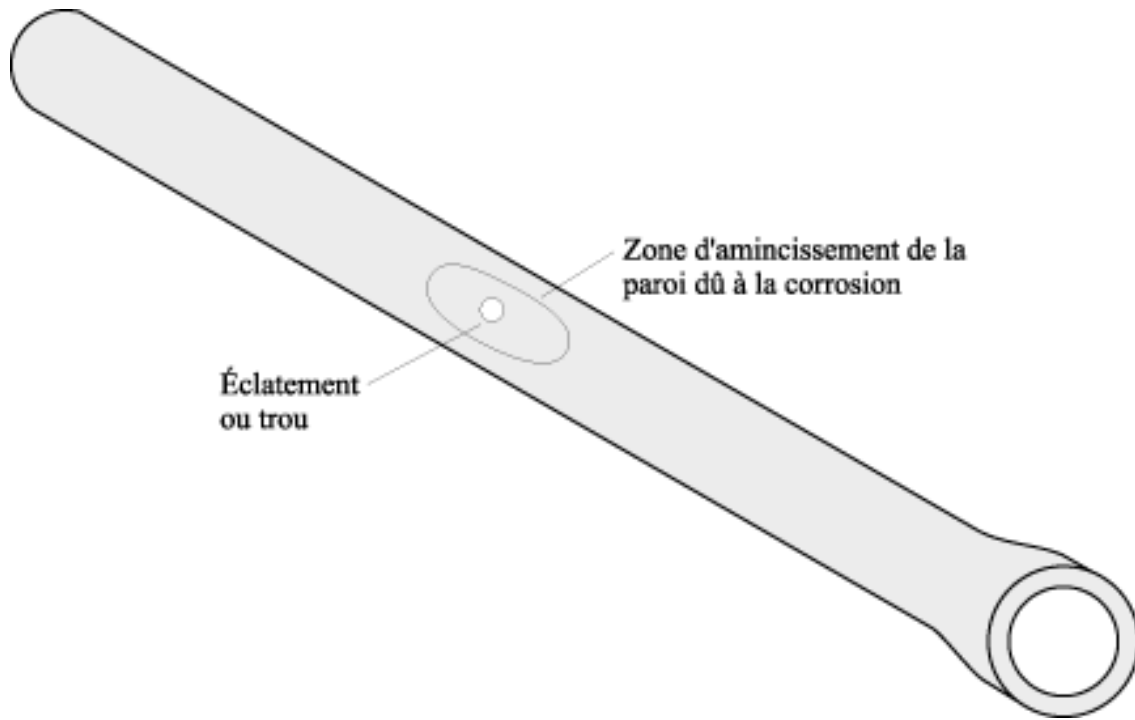


Figure I.3: Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Eclatement) [10].

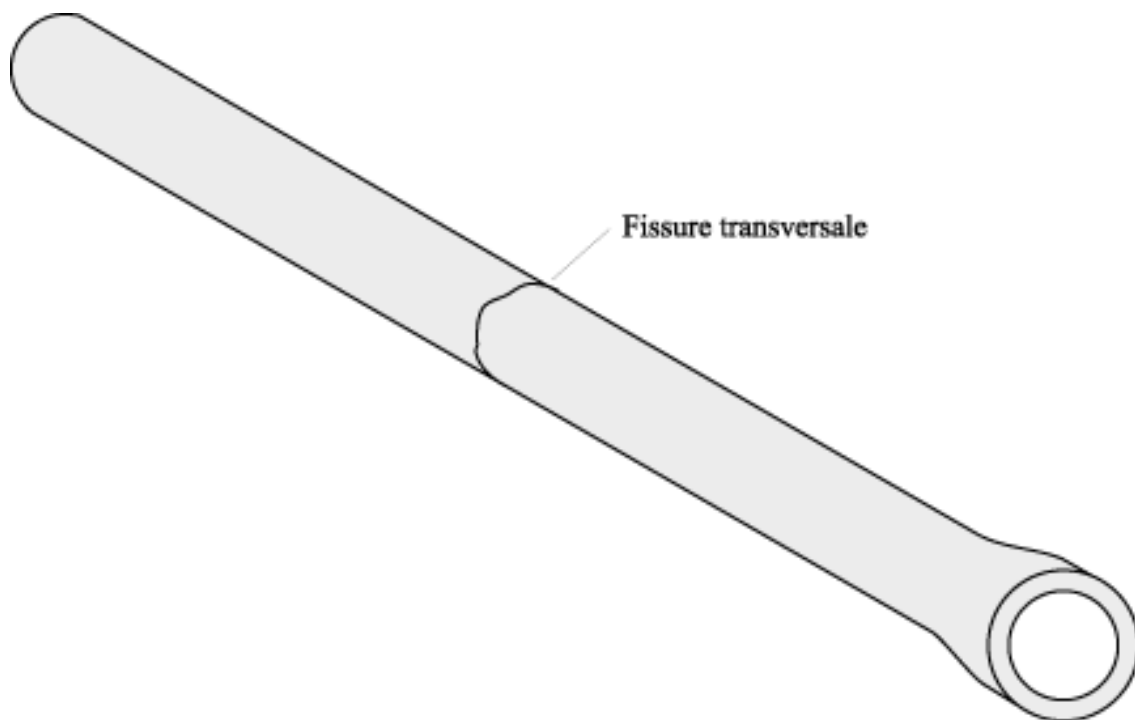


Figure I.4 : Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure transversale) [10].

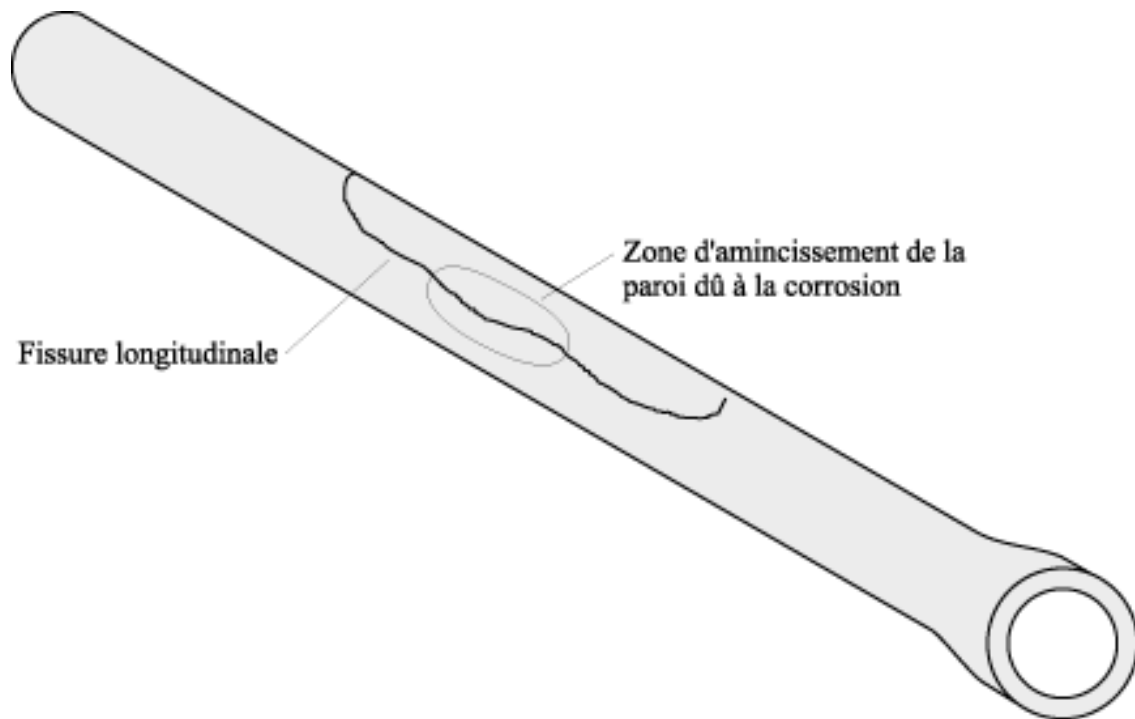


Figure I.5: Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure longitudinale). [10].

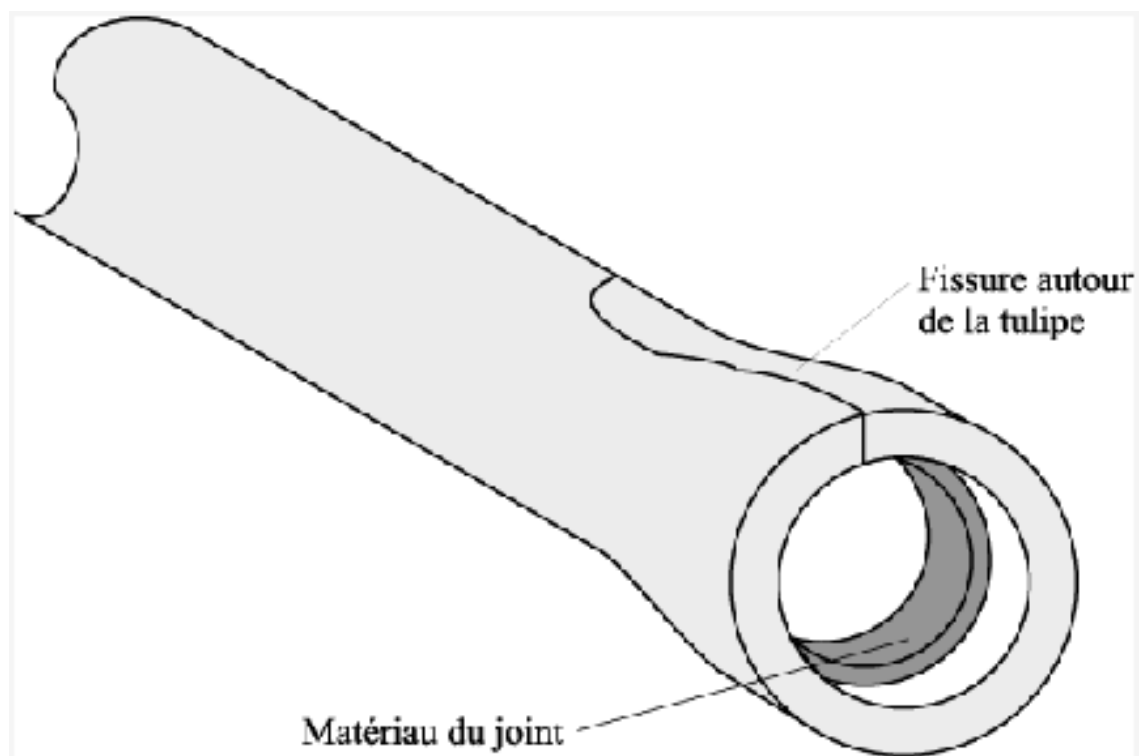


Figure I.6: Différents types de ruptures des conduites d'eau potable (Fissure autour de la tulipe et joint). [10].

Une rupture ou les fuites apparentes correspondent à un affaiblissement de la conduite, c'est-à-dire une diminution de la paroi, en un endroit précis (piquage) ou non (fissure) combinée à une

augmentation de contraintes sur la canalisation, soit à une non- étanchéité du joint. Comme on a cité auparavant ; les ruptures transversales ont lieu surtout sur les petits diamètres alors que les gros diamètres subissent des ruptures longitudinales ou des piquages. **La figure 1.7** montre la fréquence des défaillances en fonction du diamètre et du type de défaillances [1].

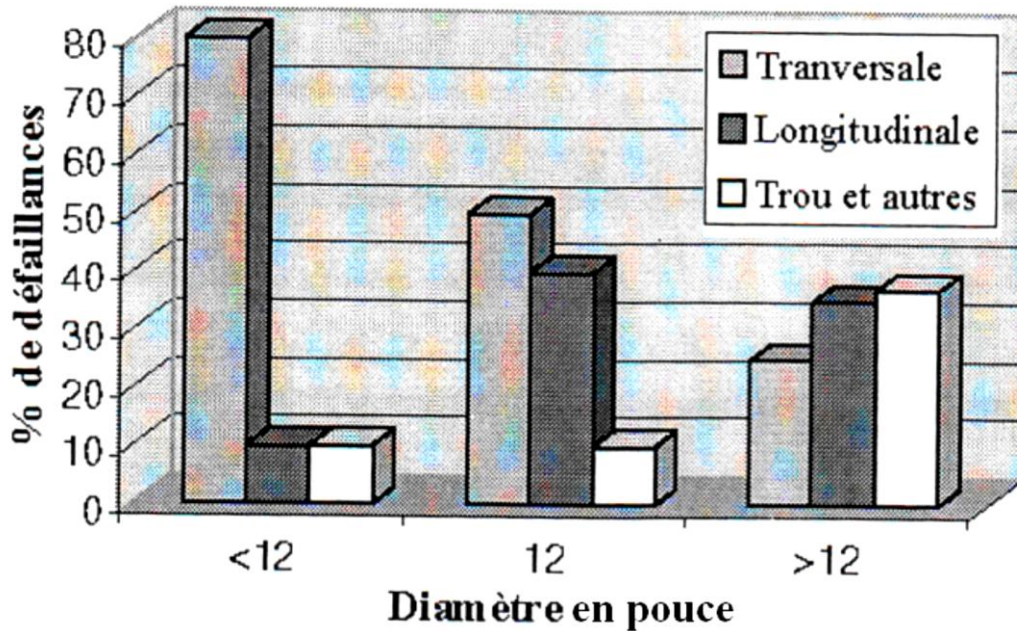


Figure 1.7 : Fréquence des types de ruptures en fonction du diamètre [1].

Aussi les fuites se trouvent au niveau des petits diamètres, alors que les diamètres plus élevés ont des fuites au niveau des joints (**figure 1.8**) :

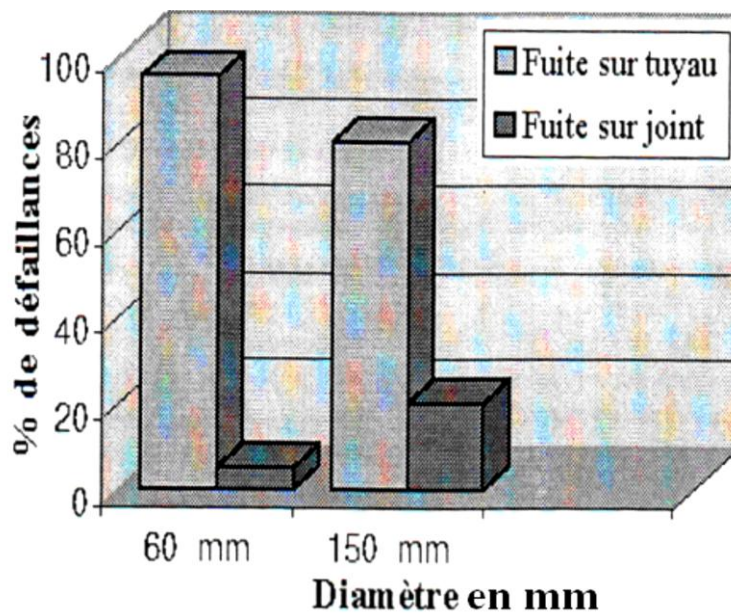


Figure 1.8 : Répartition des fuites sur tuyau et sur joint en fonction du diamètre [1]

I.5. Causes des fuites

Les fuites peuvent êtres dues aux plusieurs facteurs. Ils peuvent être répartis en groupes :

- Les éléments propres au type de la canalisation
- Les éléments liés à l'exploitation des réseaux
- Les éléments extérieurs aux réseaux.

La figure 1.9 : montre les différentes causes qui peuvent entraîner l'affaiblissement d'une conduite d'eau potable.

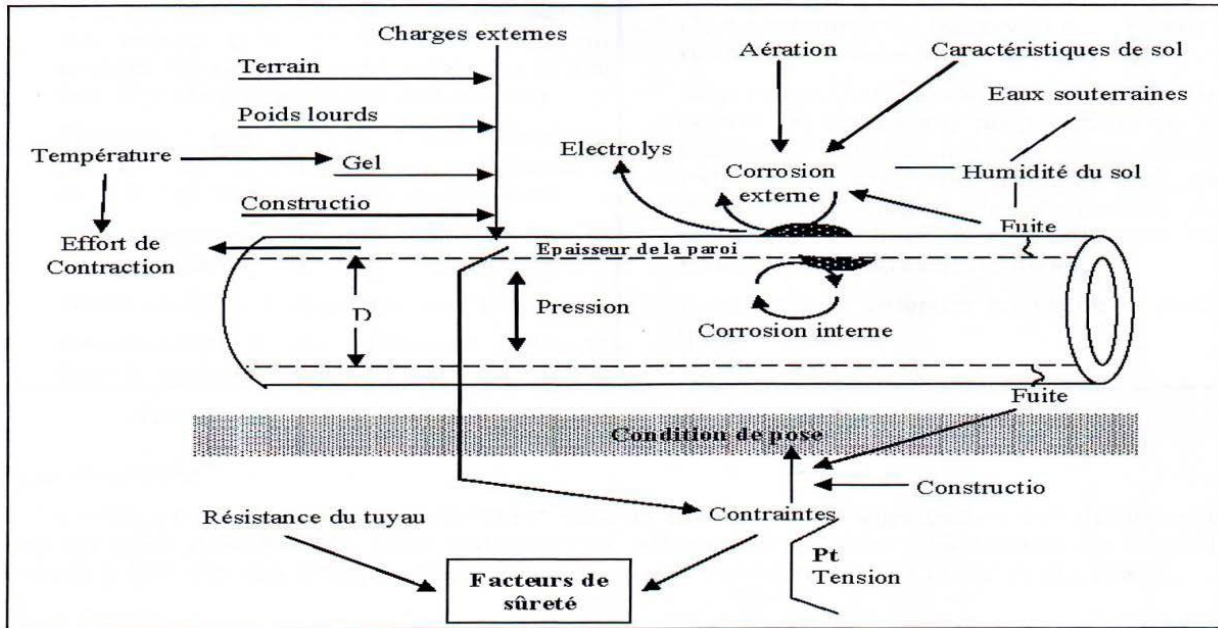


Figure 1.9 : Causes de l'affaiblissement d'une conduite d'eau potable [5].

I.5.1. Les différentes contraintes qui agissent sur une canalisation

La figure 1.10 : récapitule les différentes contraintes mécaniques qui agissent sur une conduite.

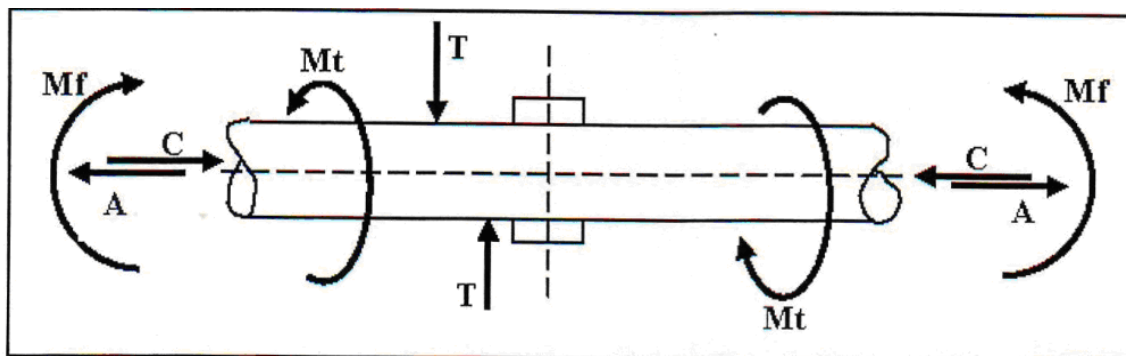


Figure 1.10 : Contraintes subis par une conduite d'eau potable[5]

Mf : moment de flexion susceptible de provoquer une courbure de la canalisation.

Mt : moment de torsion susceptible de tordre la canalisation autour de son axe.

T : contrainte de cisaillement.

A : effort de traction axiale.

C : contrainte de compression.

Ces contraintes peuvent être variées à cause de :

- mouvement violent ou lent du sol.
- transmission directe excessive de charges accidentelles en surface.
- travaux de voiries.

I.5.2. Les éléments influençant l'apparition des fuites

I.5.2.1. Les éléments propres à la canalisation

La durée de vie d'une conduite dépend de son matériau constructif, de ses dimensions (diamètre, épaisseur de la paroi), de ses résistances aux efforts internes et externes qui s'y appliquent et du processus de corrosion qui se développe [3].

- le diamètre .
- le matériau.
- le type de joint .
- La corrosion interne.

▪ Le diamètre

Le diamètre peut jouer un rôle important dans le mécanisme d'apparition des défaillances. Ainsi un petit diamètre est plus sensible aux efforts de traction. Les tuyaux de diamètre inférieur à 100mm ont presque toujours des ruptures transversales [1].

▪ Le matériau

Tout matériau de canalisation d'eau potable doit se conformer à certaines spécifications de telle sorte qu'on évite de détériorer la qualité de l'eau transportée et retarder au maximum le vieillissement du réseau [4].

▪ Le type des joints

Les joints sont conçus pour relier des tronçons de tuyaux. Ils doivent être placés entre des tuyaux alignés pour éviter leur détérioration prématurée. Ils existent trois types de joints; en plomb, en caoutchouc et en matière plastique elles se distinguent par leurs caractéristiques: [4].

- Les joints au plomb ne sont pas élastiques et transmettent donc les tensions d'un tuyau à

l'autre.

- Les joints en caoutchouc sont bien entendu élastiques. Cependant leur vieillissement est encore mal connu.
 - Les joints en matière plastique, les joints élastomères et les joints collés, entraînent des fuites diffuses importantes. Les services techniques ayant posé ce type de joint ont observé bien souvent une diminution du rendement de réseau [1].
- **La corrosion interne**

La corrosion est toujours le résultat de la présence simultanée de deux agents : le métal et le milieu corrosif qui est l'eau dans le cas de la corrosion interne. La corrosion interne est régie par nombreux facteurs [4].

- La vitesse de l'eau peut avoir une influence sur les zones de dépôt .
- Quand le PH d'équilibre n'est pas atteint, l'eau est alors agressive favorisant cette corrosion qui est particulièrement importante pour les tuyaux en acier .
- Si l'équilibre calco-carbonique de l'eau n'est pas atteint, il se produit soit une diminution d'épaisseur de la paroi de la canalisation (eau agressive), soit une diminution de la section de la canalisation (eau incrustante) [3].

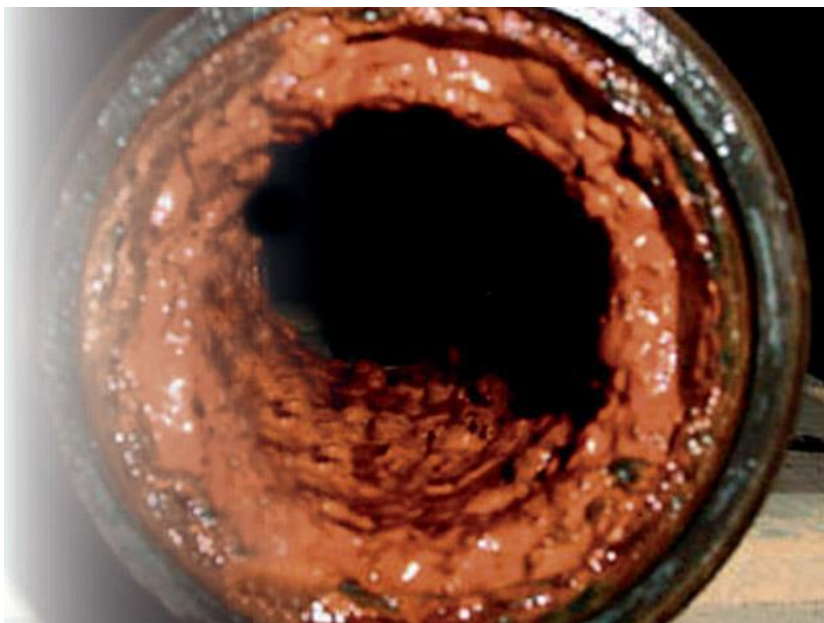


Figure I.11 : Conduite subi une corrosion (fonte).[11]

Les principales conséquences de la corrosion interne sont la modification des diamètres des canalisations, la dégradation de la qualité de l'eau transportée et les capacités hydrauliques de la conduite.

I.5.2.2. Les éléments extérieurs aux réseaux

Les facteurs liés à l'extérieur de la canalisation sont :

A. La corrosion externe

Elle correspond à l'échange d'ions entre le sol et la paroi de la conduite et peut avoir diverses origines.

- **Les courants vagabonds**

Ils sont générés par les installations électriques alimentées en courant continu, peuvent augmenter les risques de corrosion des canalisations. Ainsi une part importante de ces cas courants peut emprunter comme chemin de retour la canalisation en tant que conducteur, ce qui provoque une corrosion au niveau des points de sortie des courants [1].

- **L'hétérogénéité par contact**

Elle a lieu au niveau des raccordements de canalisation de matériaux différents, ce qui peut entraîner une différence de potentiel importante et peut induire une pile de corrosion par contact. Pour interdire le passage du courant, il faut isoler les conduites au niveau des raccordements [4].

- **L'hétérogénéité de surface**

Est la conséquence du non-respect des conditions de pose. Un choc lors de pose, peut provoquer une altération surfacique ou une discontinuité locale et création d'un phénomène de pile électrique.

- **L'hétérogénéité du sol**

Lorsqu'une canalisation traverse des sols différents, il peut se créer une pile géologique dans laquelle la partie de la canalisation se trouvant dans le terrain le moins aéré devient anodique et se corrode (pile d'aération différentielle). [10].

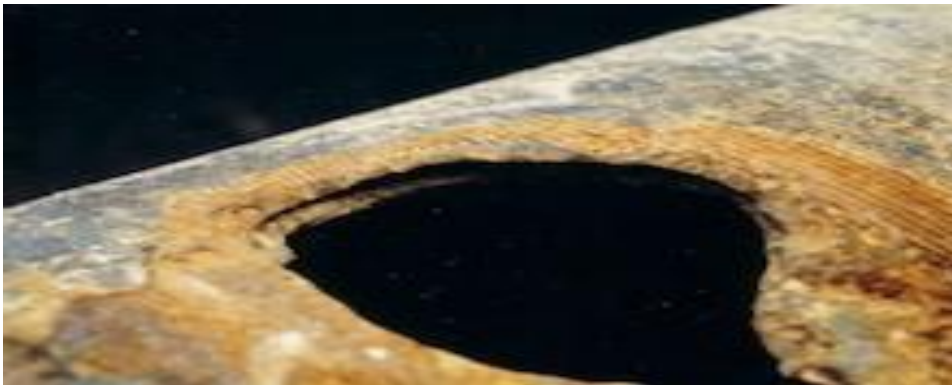


Figure I.12 : Conduite subi une corrosion externe par courant vagabonds [5]

B. Les mouvements de sol et le trafic

Il faut considérer le poids des voitures, des camions et leur fréquence de passage qui, en fonction de l'épaisseur et du type de sol qui recouvrent la conduite ainsi que du type de chaussée en surface (rigide ou souple), génèrent des problèmes de fatigue et de surcharge.

C. Les charges du terrain

Sous l'appellation charges des terrains, on considère le poids des terres au dessus de la conduite (d'où l'importance de la profondeur de pose de la canalisation). Ce poids variera d'un site à un autre en fonction de la teneur en eau et du type de matériaux constituant le sol [1].

I.5.2.3. Les éléments liés à l'exploitation des réseaux

Les éléments liés à l'exploitation du réseau sont [4]:

- **La vitesse de l'écoulement**

Une demande croissante en eau aura lieu une conséquence de l'augmentation de la vitesse de l'écoulement ce qui introduit une corrosion et générer des contraintes mécaniques excessives. A l'inverse une diminution ou décroissante aura pour conséquence relative des temps de séjour de l'eau dans les conduites, ce qui favorise la sédimentation et l'amorce de nouvelles formes de corrosion. La vitesse de l'eau dans les conduites doit être de l'ordre de 3m/s.

- **La pression**

Il faut que la pression chez l'utilisateur ne dépasse pas 4 bars. Au-delà de cette valeur, il y a risque d'apparition de désordres. A l'inverse la pression minimale à l'entrée doit être 1 bars.

- **La température de l'eau**

Le risque de la température se traduit dans les branches mortes du réseau, où l'eau peut stagner. Une rapide diminution de la température peut alors entraîner une contraction de la canalisation. Et une augmentation des contraintes longitudinale de traction. D'où une fragilisation des tuyaux.

- **Les conditions d'exploitation**

Une augmentation de la charge hydraulique peut avoir lieu, suite à une modification du régime hydraulique, telle que le passage d'une adduction gravitaire à une alimentation avec pression ou la réduction de section due à une réhabilitation de canalisation. Cette surcharge hydraulique peut alors entraîner une augmentation du nombre de fuites ou de ruptures dans les semaines suivant le changement.

- **Les manœuvres sur réseau**

Le phénomène du coup de bélier est très violent et est dû à la circulation d'une onde de pression ou dépression dans les conduites suite à l'ouverture ou fermeture brusque d'une vanne; ou la coupure de l'alimentation en électricité ce qui engendre une coupure de pompage brusque. Ce phénomène peut fragiliser dangereusement les conduites [1].

I.6. Les manifestations des fuites

Les symptômes des fuites peuvent être multiples tels que [4] :

- La non concordance des volumes mesurés sur les compteurs .
- L'anomalie dans la distribution, bruits anormaux sur les réseaux.

- L'affaissement des terrains .
- La présence de végétation anormalement développée.
- Les terrains humides par temps sec.
- L'arrivée de l'eau claire dans les égouts.
- La baisse anormale du niveau d'eau dans le réservoir.
- L'humidité anormale sur la chaussée.

I.7. Conclusion

Nous avons défini au cours de ce chapitre un ensemble de notions permettant de comprendre le fonctionnement du réseau. Comme les conduites de distribution d'eau potable se dégradent dans le temps sous l'effet combiné des charges mécaniques et d'agressions électrochimiques. Le rendement du réseau diminue ainsi nettement. Suite à l'apparition des fuites. De ce fait il est nécessaire d'expliciter dans le chapitre suivant notre zone d'étude.

CHAPITRE II :

Presentation de la zone d'étude

II. Présentation de la zone d'étude

II.1 Situation régionale

Annaba anciennement Bône durant la période de la colonisation française et Hippone dans (l'Antiquité) est la quatrième ville d'Algérie en nombre d'habitants après la capitale Alger, Oran et Constantine. Chef-lieu de la wilaya d'Annaba, Annaba est située à 152 km au nord-est de Constantine, à 536 km à l'est de Alger et a environ 100 km à l'ouest de la frontière tunisienne, entre les latitudes 36°30' et les longitudes 7°20', Elle est également une métropole littorale dont la population dépasse 600 000 habitants. [12].

La wilaya occupe une superficie de 1412 Km², est limitée au Nord par la mer méditerranéen, l'Ouest par la wilaya Skikda, Sud par la wilaya de Guelma, l'Est par la wilaya d'El Taref. la ville est répartie en 12 commune importante, comme la (figure II.1) et le (tableau II.1) nous montre : [12].

Tableau II.1 Répartition des Communes et de population.[12]

Code ONS	Commune	Population Nb. habitants	Superficie km ²
2301	Annaba	257 359	49
2302	Berrahal	22 631	180
2303	El Hadjar	37 364	63
2304	Eulma	10 316	161
2305	El Bouni	125 265	93
2306	Oued El Aneb	21 088	190
2307	Cheurfa	9 875	98
2308	Seraïdi	7 626	138
2309	Aïn Berda	20 611	138
2310	Chetaïbi	8 035	134
2311	Sidi Amar	83 254	42
2312	Treat	6 076	126

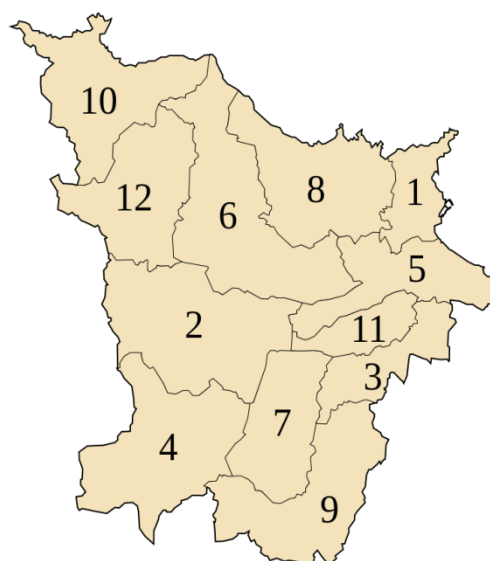


Figure II.1:carte administrative de la La wilaya d'Annaba [12].

II.2 Présentation de la zone d'étude

Le site de la plaine Ouest forme extension de la ville d'Annaba, qui s'inscrit dans la politique des ZHUN, se situe sur un vaste terrain plat à l'ouest de la ville, limité par deux grandes voies, la pénétrante Ouest (RN44) et la CW22 ainsi que par la forêt.

il est délimité comme suite :

Au **NORD**: POS Belaid Belgacem.

Au **SUD** : POS Entrée Ouest.

A **I'EST**: POS Oued Eddehab (08 Mai 1945) et POS Didouche Mourad.

A **I'OUEST** : Forêt (limite du périmètre urbain).

Notre périmètre d'intervention s'étale sur une superficie de 300 Ha.[6].

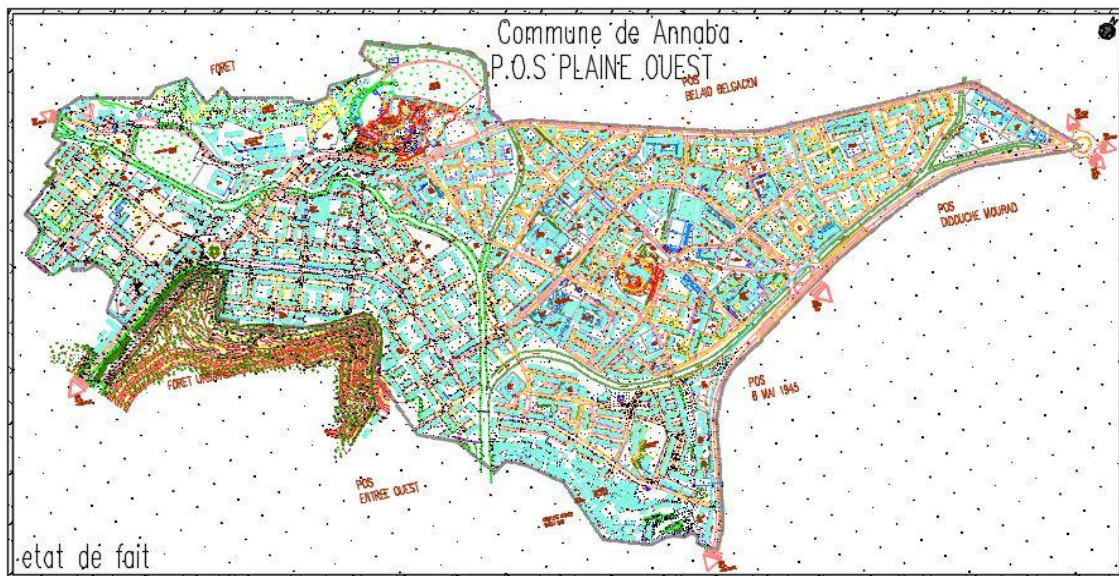


Figure II.2 : Plan d'occupation de sol de la zone Plaine Ouest

II.3 Topographie

L'aire d'étude présente une faible pente sur la majorité de sa surface, une pente qui varie entre 0 à 3 % sur une surface qui représente 76 % de la surface totale ce qui le qualifie comme site facile à urbaniser.

- 06 % de la surface du site, présente une pente varie entre 07 et 17 %.
- 10 % de la surface de plaine Ouest présente une pente qui varie entre 12 % et 28 %.

Les pentes sont réparties comme suit :

- De 0 % à 1 % sur la zone des 687 logts, 1276 logts, 450 logts 457 logts, 600 logts, 240 logts.

- De 1 % à 2% sur la zone des 1172 logts et cité 08 Mars .
- De 0% à 3 % : sur la zone des 1028 logts, 500 logts et 05 Juillet.
- De 07 % à 08 % : sur la zone des 187 logts .
- De 08 % à 17 % : sur le site des baraque Sidi Harb.
- De 12 % à 25 % : sur l'assiette du lotissement Sidi Harb et le cimetière Sidi Harb .
- De 17 à 28 % : sur le terrain du lotissement 19 Mai 1956. [6].

II.4 Occupation du sol

Le périmètre d'étude est un site construit dans sa totalité à l'exception de quelques poches urbaines, si on peut les qualifiés comme poches, c'est dans la majorité des espaces résiduels, conséquent de la mauvaise occupation du sol ou l'addition des différents programmes de logements et des équipements sans pensée à l'harmonie du tissu, ces poches son négligeable par rapport à la surface construite ainsi qu'il sont affectée pour la réception d'un programme de logements et d'équipement.

La traduction numérique de cette situation :

- Surface foncière totale : 300 ha.
- Surface totale occupée : 224 ha .
- CES (coefficient d'emprise au sol) = 75 %..[6].

II.5 Démographie

La zone plaine-Ouest contient un nombre de population très intéressant ,due à la quantité des logements existant (20155 logements) et les différentes des équipements (scolaire, sanitaire, commerciale et cultuel) .

Le nombre des habitants estimé en 2016 par 100775 habitants , correspondant à 16.53% de la population d'Annaba .

II.6 Parc Equipements

II.6.1 Sportifs et Jeunesses

Tableau II.2 Parc Equipements Sportifs et Jeunesses. [6].

N°	DESIGNATION	SURFACE
01	- Complexe sportif « Said brahimi »	9865.47 m ²
02	- Salle Omnisports « chahlef chahreddine »	7924.99 m ²
03	- Maison de jeunes	2922.79 m ²
04	- Club Sportif	2890.77 m ²
05	- 06 Terrains de sports	7941.10 m ²
06	- Stades	9820.75 m ²
		SURFACE TOTALE EST DE 41365.87 m²

II.6.2 Scolaires

II.6.2.1 Ecoles primaires

Tableau II.3 : Equipements Scolaires. [6].

N°	DESIGNATION	SURFACE
01	- Sabri lakhdar	4825.37 m ²
02	- Bouamama	4610.58 m ²
03	-Belaid aissa	3108.92 m ²
04	-Allali ahmed	3271.90 m ²
05	- Ahmed zabana	4255.37 m ²
06	- Echiheb	6050.86 m ²
07	- Fodhil el ouartilene	2463.50 m ²
08	- Zighoud youcef (sefsaf 04)	2224.28 m ²
09	- El kadissia	3944.10 m ²
10	- 05 juillet	3265.75 m ²
11	- 05 juillet 62	2218.72 m ²
12	- Safsaf n° 10	3121.60 m ²
SURFACE TOTALE EST DE : 43360.95 M²		

II.6.2.2 Ecole fondamentales (CEM)

Tableau II.4: Equipements Scolaires (CEM). [6].

N°	DESIGNATION	SURFACE
01	- El moukaouama	12745.34 m ²
02	- Omar ibn el khatab	12947.30 m ²
03	- Esafsaf	6745.14 m ²
04	- Khoudja amar	5635.96 m ²
05	- Freres klibates	4686.91 m ²
06	- Bouhdid	12395.51 m ²
SURFACE TOTALE EST DE : 5150.16 M²		

II.6.2.3 Lycée et technicum

Tableau II.5: Equipements Scolaires (Lycee et technicum). [6].

N°	DESIGNATION	SURFACE
01	- Lycee el Moukaouama	18252.13 m ²
02	- El - arbi ben m'hidi	12400.25 m ²
03	- Zighoud youcef	15250.71 m ²
04	- Technicum esafsaf	9082.66 m ²
SURFACE TOTALE EST DE :		54985.75 M²

II.6.3 Caractère social

Tableau II.6 : Equipements social. [6].

N°	DESIGNATION	SURFACE
01	- Jardin d'enfants	3396.27 m ²
02	- Jardin d'enfants	2710.39 m ²
03	- Maison de repos pour les handicapees et personnes agees	18945.70 m ²
SURFACE TOTALE EST DE :		25052.36 M²

II.6.4 Cultuels

Tableau II.7 : Equipements Cultuels. [6].

N°	DESIGNATION	SURFACE
01	- Mosquee ezoubir ibn el aouam	7210.99 m ²
02	- Mosquee	1583.69 m ²
03	- Mosquee omar ibn el khatab	713.23 m ²
04	- Mosquee	1802.64 m ²
05	- Mosquee el imam ali	3346.64 m ²
06	- Mosquee abderrahmene ibn aouf	2955.20
07	- Cimetiere des martyres bouhdid	32831.66 m ²
08	-Cimetiere sidi harb	59585.06 m ²
SURFACE TOTALE EST DE :		110029.11M²

II.6.5 Formation Professionnelle

Tableau II.8: Equipements Professionnelle. [6].

N°	DESIGNATION	SURFACE
01	- Institut de formation professionnelle	42604.04 m ²

II.6.6 Sanitaires

Tableau II.9 : Equipements Sanitaires. [6].

N°	DESIGNATION	SURFACE
01	- Polyclinique safsaf	2478.05 m ²
02	- Clinique el djazair	2314.76 m ²
03	- Clinique aboumarouane	6912.70 m ²
		SURFACE TOTALE EST DE : 11705.51 M²

II.6.7 Ediltaire

Tableau II.10 : Equipements Ediltaire. [6].

N°	DESIGNATION	SURFACE
01	- Surete urbaine	448.94 m ²
02	- Surete urbaine	544.62 m ²
03	- Garde communale	1725.18 m ²
		SURFACE TOTALE EST DE :2718.74M²

II.6.8 Universitaire

Tableau II.11: Equipements Universitaire. [6].

N°	DESIGNATION	SURFACE
01	- Cite universitaire (fille 500 lits) bouhdid	5848.39 m ²
02	- Cite universitaire (fille 600 lits) plaine ouest	23723.92 m ²
03	- Institut des sciences sociales + cite universitaires safsaf (filles 400 lits)	20889.20 m ²
		SURFACE TOTALE EST DE : 50461.51 M²

II.6.9 Touristique

Tableau II.12 : Equipements Touristique. [6].

N°	DESIGNATION	SURFACE
01	- Complexe touristique téléphérique	3166.97 m ²

02	- Station téléphérique	673.19 m ²
SURFACE TOTALE EST DE : 3840.16 M²		

II.6.10 Commerciale et de Services

Tableau II.13 : Equipements Commerciale et services. [6].

N°	DESIGNATION	SURFACE
01	- Concessionnaire renault eurl hadj-khelifa	1694.98 m ²
02	- Station de services 24 fevrier	9546.87 m ²
03	- Sarl galeries el ahd el djadid	3933.98 m ²
04	- Laiterie paturage hamdane	823.57 m ²
05	- Station de services	3959.39 m ²
06	- Centre commercial	530.31 m ²
07	- Parking multi etages	2776.01 m ²
08	- Exposition et vente des voitures	3958.22 m ²
09	- Grande surface el wafa + marche	8851.31 m ²
10	- Marche semi couvert	2025.55 m ²
11	- Parking + lavage autos	2611.89 m ²
SURFACE TOTALE EST DE : 25536.25M²		

II.6.11 Administration Et Siege d'entreprises

Tableau II.14 : Equipements Administrative. [6].

N°	DESIGNATION	SURFACE
01	- C.N.A.S.	6304.74 m ²
02	- Antenne A.P.C. safsaf	163.96 m ²
03	- O.P.G.I. secteur safsaf	334.92 m ²
04	- Siege slep annaba	3064.17 m ²
05	- Algerie telecom	3354.10 m ²
06	- Societe de construction des routes et aerodromes	657.99 m ²
07	- Siege C.T.C. est	402.64 m ²
08	- O.p.g.i. direction generale	2379.77 m ²
09	- Siege ONAB	1056.29 m ²
10	- Centre d'orientation scolaires et Professionnel	1858.69 m ²
11	- O P G I services techniques	773.38 m ²
12	- Siege real sider	2409.69 m ²

13	- Siege hydro transfert	10123.96 m ²
14	- Siege CAAT direction + agence	1783.64 m ²
15	- Direction de forets	1039.35 m ²
SURFACE TOTALE EST DE : 35705.25M²		

II.6.12 Autres

Tableau II. 15 : Autres Equipements. [6].

N°	DESIGNATION	SURFACE
01	- STATION DE RELEVAGE	827.01 m ²
02	- STATION DE RELEVAGE	680.07 m ²
SURFACE TOTALE EST DE : 1507.08M²		

Ce qu'il faut noter, ce qu'il y a une diversité dans les types d'équipements existants mais il sont très difficiles pour les repéré de par leur situation à l'intérieur des cités, ou puisqu'il occupe le RDC de quelques bâtiments (la notion d'identification est perdue). [6].

II.7 Servitudes et contrainte à l'urbanisation

Sur notre périmètre d'intervention on note la présence de :

- Ligne électrique moyenne tension qui dégage une zone de servitude de 15 m de part et d'autre de son axe.
- Le réseau hydrographique principal (Oued, qui dégage une servitude de 15 m à partir des berges de l' Oued, les chaabats dégage une servitude de 05 m à partir de ses berges .
- Cimetières musulmans : La zone de servitude est de 35 m de la clôture de la cimetière.
- Le réseau d'A.E.P, d'un diamètre qui varie entre diam 200 et diam 1000 pour le réseau d'adduction.
- Le réseau d'assainissement, d'un diamètre qui varie entre diam 300 et diam 1200 en plu des galeries.
- Le tissu urbain existant. [6].

II.8 Ressources et besoins en eau

II.8.1 Ressource en eau

La ville d'Annaba est alimentée par la combinaison de ressources superficielles à partir des barrages de Cheffia et de Mexa et de ressources souterraines provenant des champs de captage de boutelja ,salines et pont Bouchet .

Le barrage Cheffia, d'un volume régularisable de 95HK m³/an, assure l'alimentation en eau d'annaba et l'irrigation du périmètre Bounamoussa (16500 ha) . En période normale, en dehors des cycles de sécheresse, cet ouvrage permet la mobilisation de 45H m³/an pour Annaba. Le barrage Mexa, d'un volume régularisable de 44H m³/an, assure l'alimentation de la willaya d'El Tarf et de la willaya d'Annaba . il permet la mobilisation de 16 millions de m³//an pour Annaba.

Les champs de captage sont composés de 32 forages a Bouteldja produisant 2800 m³/j , 9 Forages aux salines dont 7 forages fonctionnant 24H/24H assurant 10000 m³/j et 5 Forages.

Pont Bouchet pouvant assurer 3000 m³/j (actuellement 1 forages en exploitation). Ces derniers forages produisent une eau de mauvaise qualité (RS = 1.9 à 2.2 g/l) , ils ont été réalisés en 1990 dans le cadre d'un programme d'urgence pour faire face à une période de sécheresse. [6].

II.8.2 Bilan de production

Suivant montre la quantité d'eau à travers les ressources disponibles et son affectation d'après ADE Algérienne Des Eaux) (Voir Tableau II.16)

Tableau II.16 : Bilan de production d'eau (m3/j). (d'après ADE).[7].

Ressources	Soutirages	Affectation		
		Annaba	El Taref	Ispat
Barrage Cheffia	130 000	90 000	10 000	30 000
Barrage Mexa	55 000	28 000	2700	-
Nappe Bouteldja	36 000	20 100	15 900	30 000
Nappe Salines	7000	7000	-	-
Nappe pont Bouchet	1000	1000	-	-
Total (M³/j)	229 000	146 100	52 900	30 000

II.9 Stockage

Le stockage de l'eau potable de la plaine Ouest est assuré par les reervoirs 4 x 5000 m3 implanté à la cité BELAID BELGACEM (PO N0 02).

La distribution à partir des réservoir est assuré par une conduite diam 600 et diam 300 en fonte la zone (Plaine Ouest) et des autres conduites vers Fakharine, Bouguentas et Seraidi .

D'après la DRE (Direction des ressources en eaux Annaba) [6] . (Voir tableau II.17)

Tableau II.17 : Détails des cotes Hydraulique des Réservoirs de la zone Plaine Ouest (DRE).[6].

Nom de Réservoir	Cote d'arrivées	Cote trop plein	Cote départ	Cote point de référence	Remarque
R1	53.17	58.76	53.17	52.52	Arrivée=Départ
R2	53.17	58.76	53.17	52.52	Arrivée=Départ
R3	52.82	58.58	52.81	52.02	
R4	52.82	58.58	52.81	52.02	

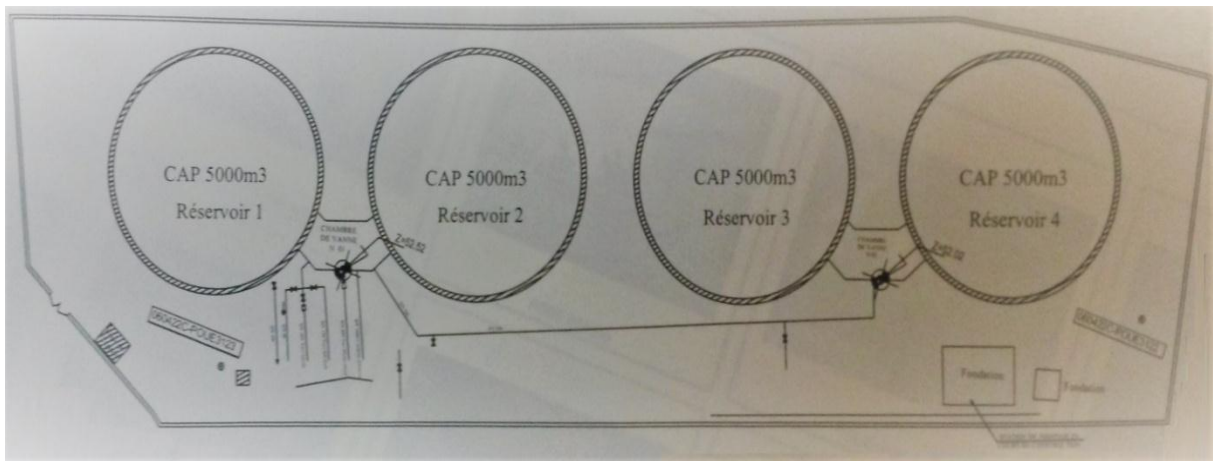


Figure II.3 : Schéma des réservoirs 4x5000 m³ de la zone plaine Ouest. [6].

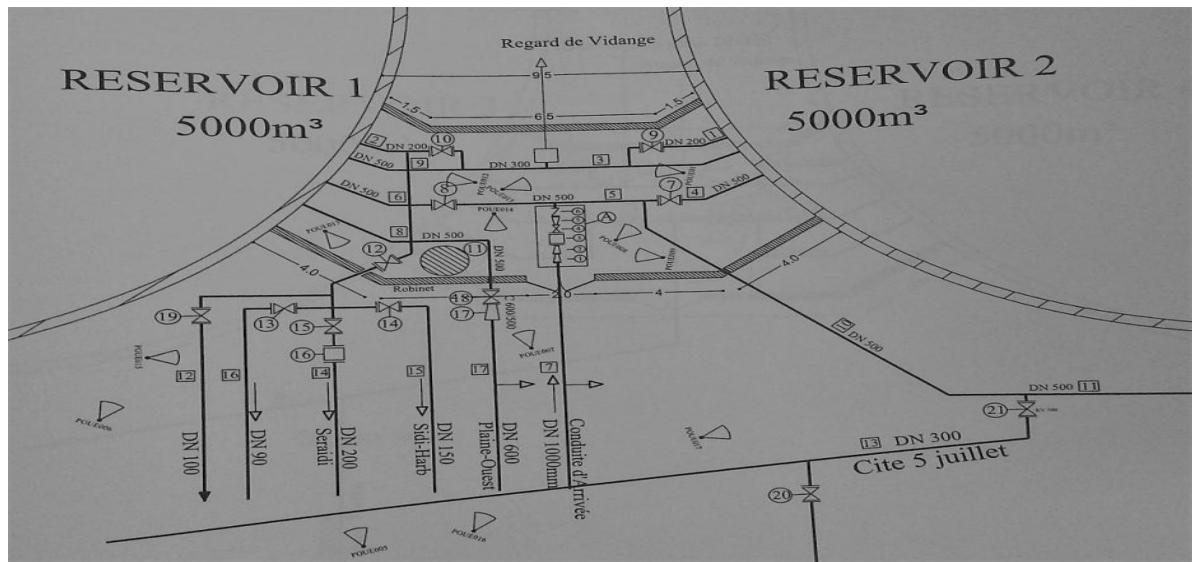


Figure II.4 : schéma de la chambre des vannes entre les réservoirs R1 et R2. [6].

II.10 Réseau de distribution

Le réseau de distribution d'A.E.P de la plaine Ouest couvre pratiquement la totalité du POS (réseau primaire) ce réseau est mixte de type maître et ramifié ; de matériau différent (fonte, acier et PVC) et avec une fourchette de diamètre varie entre diam 100 et diam 500 (réseau principale).

- Ce réseau est équipé de robinet vanne de sectionnement repartie d'une manière anarchique.

D'une manière générale le tracé des conduites est effectué suivant les aménagements.

En remarque l'absence de l'appareil de lutte contre l'incendie.

Il existe aussi un piquage à partir de la conduite d'adduction diam 600 ce qui provoque le déséquilibre du système. [6].

II.10.1 Type des Matériaux des conduites du réseau

Le réseau de la zone Plaine Ouest âgées et très complexes d'environ 45.54 km de canalisation . la répartition des longueurs en fonction de leur nature nous donne (voir figure II.5) :

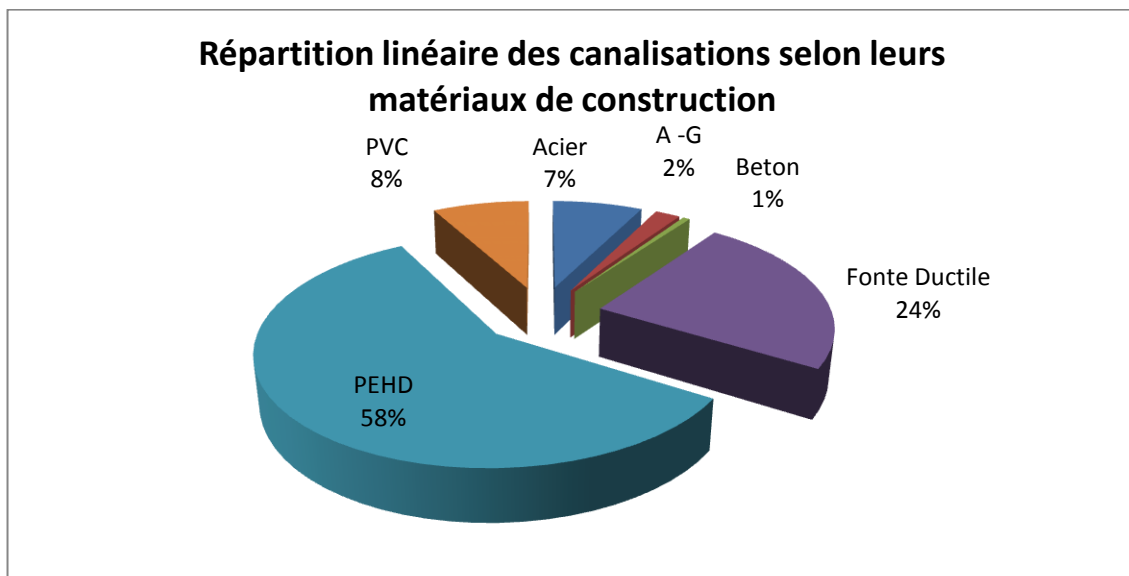


Figure II.5 : Répartition linéaire des canalisations selon leurs matériaux de construction

Tableau II. 16 : Ci-après illustre le linéaire de la conduite par km et le type de matériaux

Matériau	Somme de Longueur
Acier	3364.19
Acier Galvanise	937.43
Béton	268.04
Fonte Ductile	10830.189
PEHD	26532.9753
PVC	3608.715
Total général	45541.5393

Conduite en PEHD : est le matériau le plus utilisés, presque du linéaire 58% dont 26.53 km de canalisation. Il s'est imposé début des années 2000 et constitue le matériau de prédilection moderne pour la construction des réseaux et branchement, d'autant que les progrès technique autorisent son emploi dans une gamme de diamètre assez large (jusqu'à DN 315mm).

Conduite en FONTE : vient juste après PEHD est classe en 2eme position des matériau utilisées avec 24% du linéaire dont 10.08 km. La durée de vie réelle du tuyau en fonte n'est pas connue, mais elle est généralement estimée à 100 ans ou plus. La plus ancienne conduite en fonte encore en usage est installée en 1664 (France – Versailles).

Conduite en PVC : représente 8% des matériaux utilisées dont 3.60 km . il est installé dans les années 80 et 90, malheureusement dans des conditions déficients .A l'époque la construction du réseau était à la charge des opérations d'urbanisme (OPGI entre autre) qui intervient sans réel contrôle technique de la part de l'exploitant . De plus, le contexte de crise sociale et économique a sans aucun doute été un facteur pénalisant pour l'exécution du projet.

Conduite en ACIER : représente 9% du linéaire dont 4.30 km. C'est de l'acier doux, soudable (possibilité de soudure des raccords et bifurcations). Les tuyaux peuvent être obtenus soit par laminage soit par soudage (demi-cylindres ou tôle en hélice).

Conduite en BETON : reseta seulement 1% du linéaire dont 0.26 km. Ce matériau a été surtout utilisé en distribution dans des diamètres important supérieurs à 200 mm. Ce matériau étant aujourd'hui déporté, son remplacement est à prévoir à court et moyen terme.

II.10.2 Diamètre des conduites de réseau

Ce réseau a une fourchette de diamètre varie entre diam 100 et diam 500 (réseau principale). Et varie entre diam 32 et 160 (réseau secondaire).

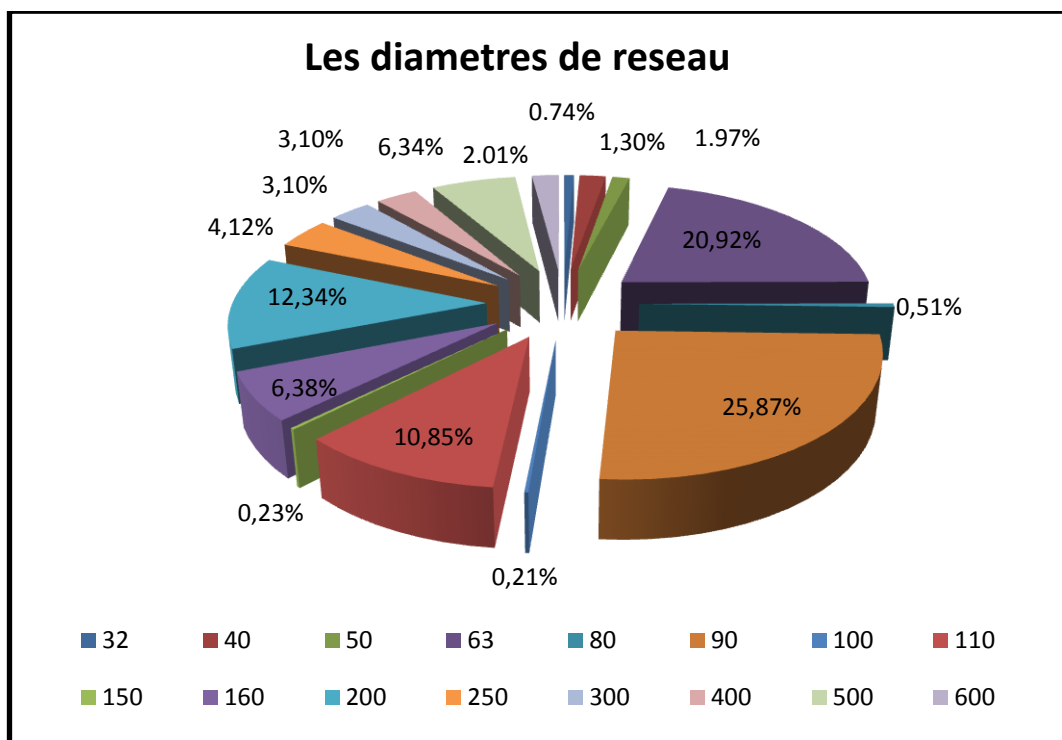


Figure II.6 : Répartition de réseau selon les diamètres

Tableau II.17: Ci-après illustre le linéaire de la conduite par km et le type de matériaux.

Diametre	Somme de Longueur	Pourcentage
32	335.35	0.736
40	898.29	1.972
50	593.86	1.304
63	9526.795	20.919
80	232.92	0.511
90	11782.431	25.872
100	96.72	0.212
110	4941.260	10.850
150	104.31	0.229
160	2904.414	6.378
200	5619.827	12.340
250	1875.51	4.118
300	1414.01	3.105
400	1410.36	3.097
500	2888.242	6.342
600	917.24	2.014
Total général	45541.539	100

II.11 Sectorisation de la zone d'étude

La sectorisation d'un réseau consiste à le décomposer en un ou plusieurs sous-réseaux pour lesquels les volumes mise en distribution sont mesurés en permanence ou de façon temporaire.

Un réseau de distribution peut être divisé en plusieurs niveaux de sectorisation en fonction de sa taille.

Les fonctions de chaque niveau sont les suivantes :

- 1er niveau : suivi annuel des volumes mis en distribution et des incidents sur réseau, Indicateurs techniques calculés à ce niveau.
- 2ème niveau quantification des résultats d'une campagne de recherche de fuites, suivi permanent des volumes mis en distribution et débits nocturnes (lorsque pertinents) à l'aide de la télégestion, mise *en évidence* de l'apparition de nouvelles fuites .
- 3ème niveau ; aide à la pré-localisation des fuites par manœuvre des vannes et observation de la variation du débit.

D'après le 3ème niveau de sectorisation on a décomposé notre zone d'étude en 5 secteur comme le (tableau 18) nous montre :

Tableau II. 18 : Ci-après illustre les secteurs de la zone plaine ouest et sa superficie.

Secteur	Surface (ha)	Périmètre (m)
Secteur 1	34.60	2704.29
Secteur 2	48.99	3647.31
Secteur 3	64.60	3488.36
Secteur 4	61.23	3911.91
Secteur 5	17.78	1676.36

Et les figures suivantes représentent la délimitation de chaque secteur :

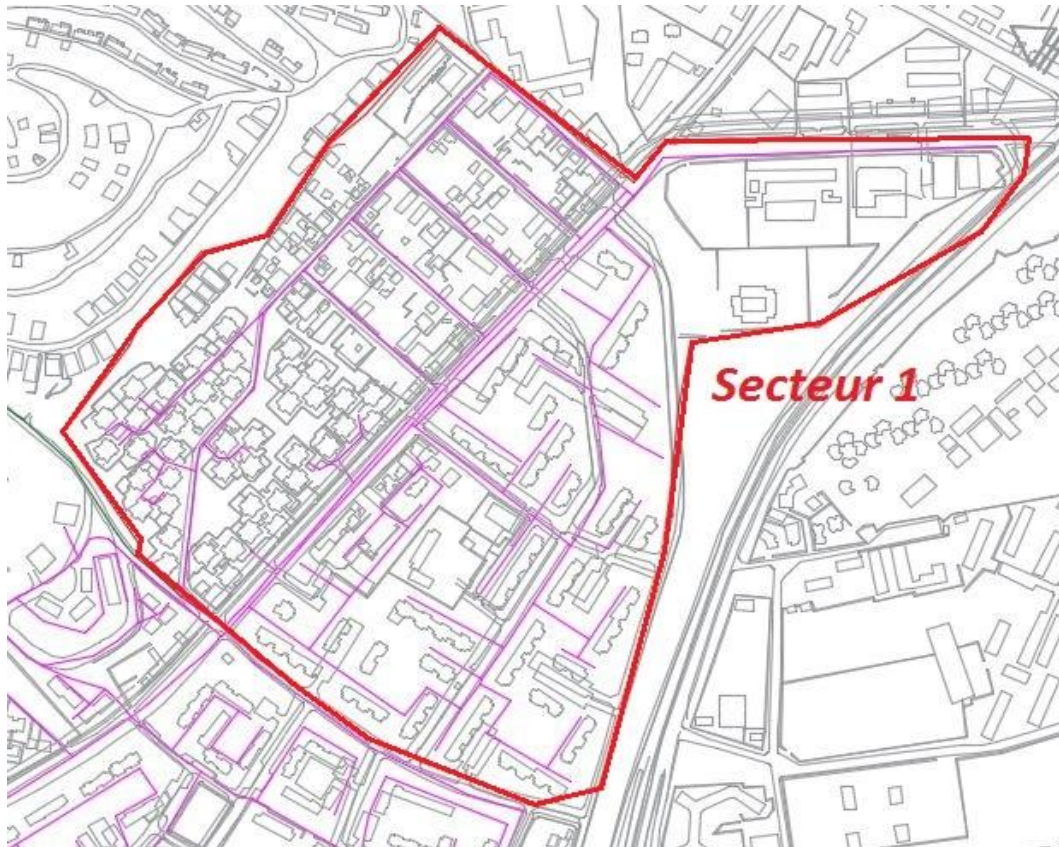


Figure II.7 : Secteur du distribution N°1.

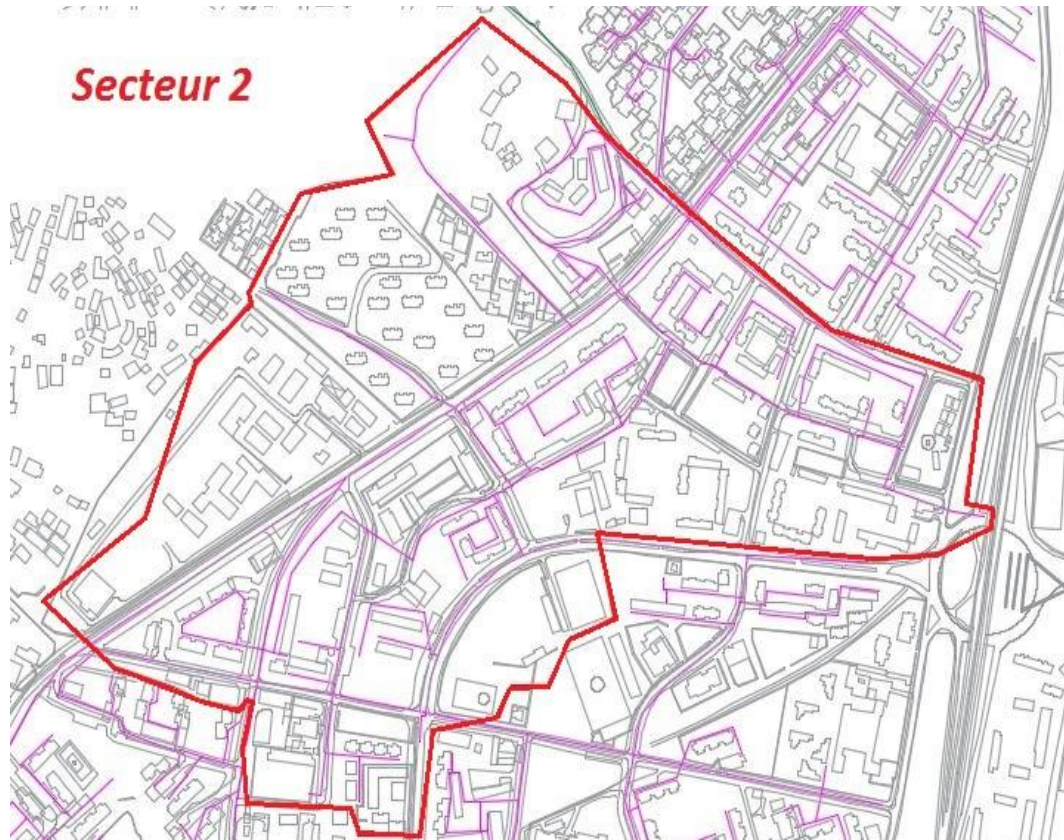


Figure II.8 : secteur du distribution N°2.

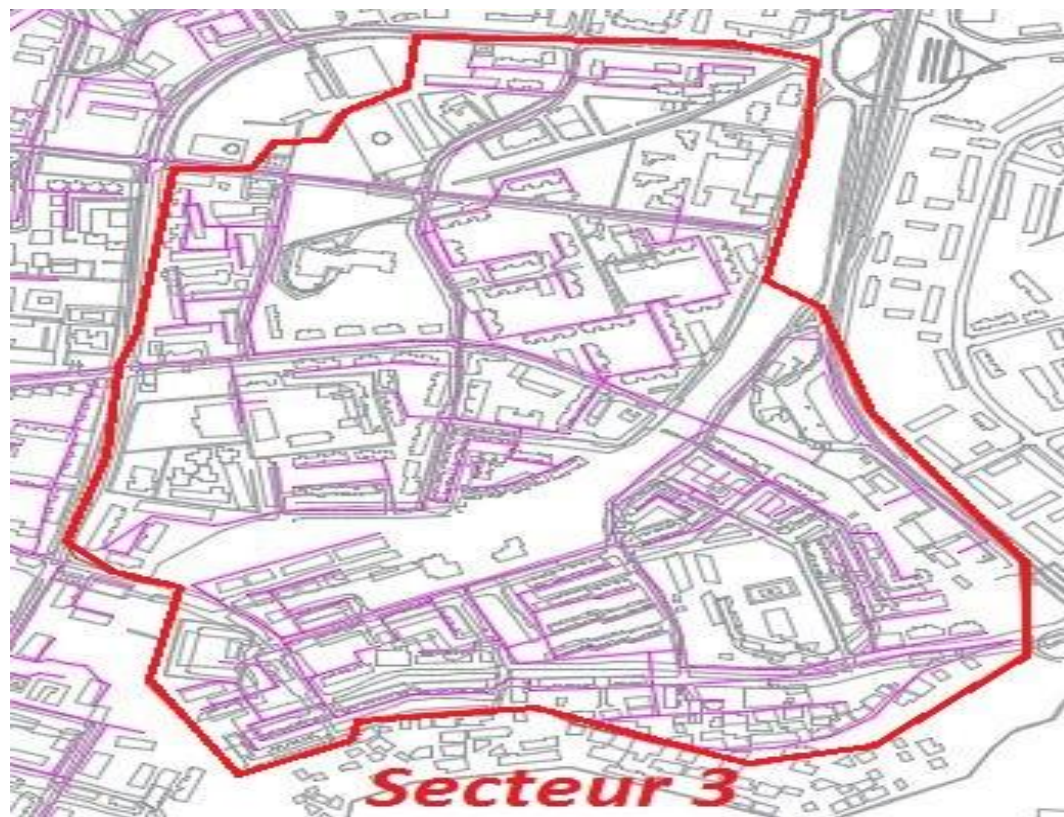


Figure II.9 : Secteur du distribution N°3.

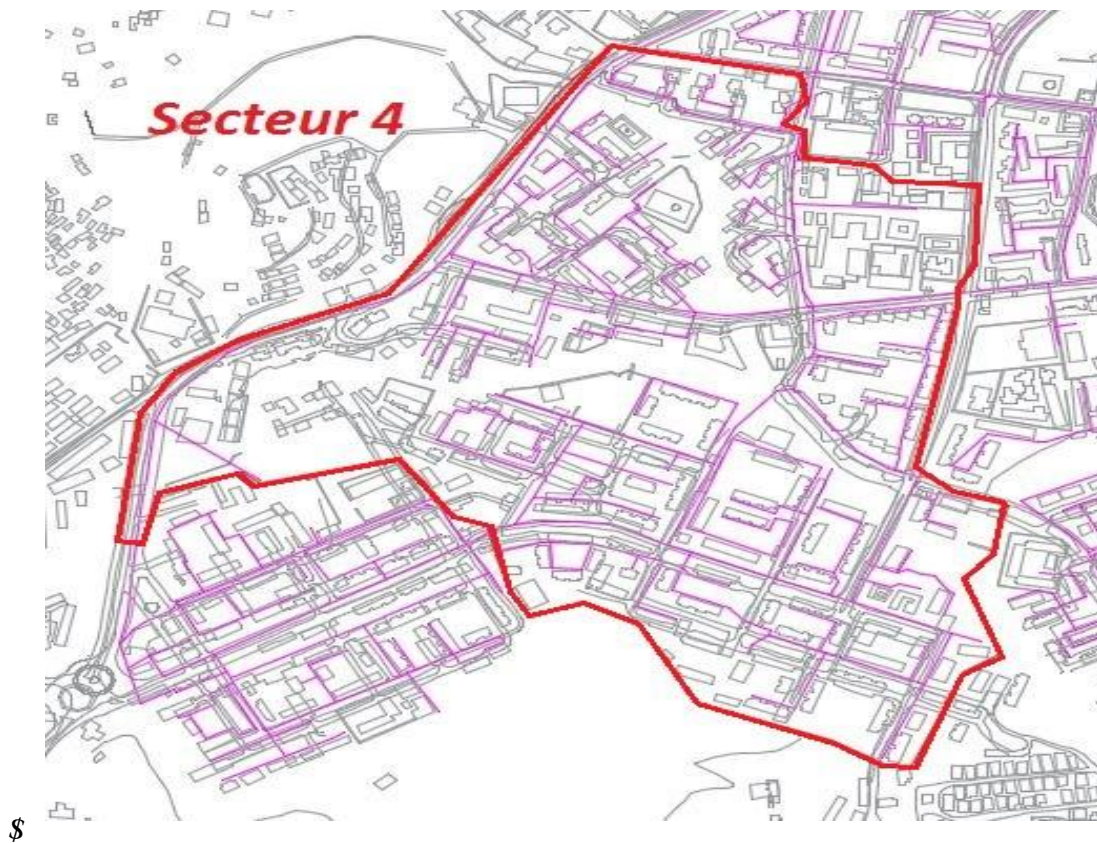


Figure II.10 : secteur du distribution N°4.

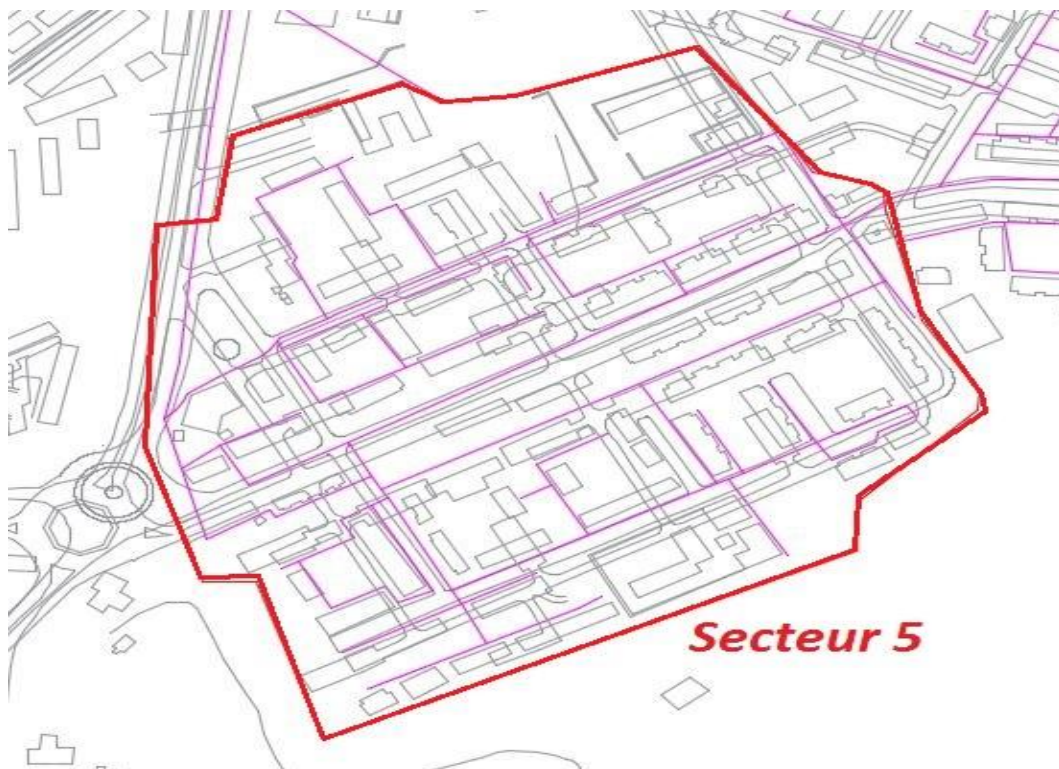


Figure II.11 : secteur du distribution N°5.

CHAPITRE III :

Fiabilité

Des

Réseaux

III.1. Indices de fiabilités hydrauliques

III.1.1. Indice de criticité hydraulique

Cet indice permet de comparer la quantité d'eau desservie dans l'ensemble du réseau avant et après l'indisponibilité d'une conduite donnée. Afin de calculer l'Indice de Criticité Hydraulique (ICH) d'une conduite i , il est nécessaire de calculer les pressions et les demandes aux niveaux de tous les nœuds de consommation en fonction des paliers susmentionnés [19]

III.1.2. Indice de déficience aux nœuds

Cet indice (IDN) traduit l'impact de l'indisponibilité d'une conduite donnée sur la desserte en eau des abonnés. Il permet de recenser l'ensemble des nœuds de consommation où la desserte n'est pas assurée. On suppose qu'au-dessous d'une certaine pression inférieure à P (Inf P) la desserte en eau n'est plus assurée. Pour chaque conduite élaguée, un calcul de pression est effectué à l'aide de Epanet 2, puis une comparaison avec la pression Inf P est effectuée. Si la pression mesurée aux nœuds de consommation est inférieure à la pression, alors le nœud considéré ne sera pas desservi tant que la conduite est indisponible. Cette procédure permet d'identifier l'ensemble des nœuds non desservis. Une fois ces nœuds identifiés, pour chaque conduite élaguée nous calculons le rapport entre le nombre de nœuds non desservis et le nombre de nœuds total constituant le réseau. Le calcul se fait comme suit:

$$IDN = \frac{\text{Nombre de noeuds non desservis}}{\text{Nombre total de noeuds constituant le réseau}}$$

III.2. Le rendement

Le rendement de réseau est un indicateur simple et très utilisé qui permet d'apprécier la qualité d'un réseau. Il représente le rapport entre la quantité d'eau utilisée par les abonnés et la quantité d'eau introduite dans le réseau. Il existe de nombreuses définitions du rendement qui dépendent des volumes pris en compte pour son calcul.

Pour un service de distribution, l'essentiel est de définir précisément les termes utilisés et d'en suivre l'évolution d'une année sur l'autre.

III.2.1. Rendement Primaire

Le rendement primaire (RP) est le rendement le plus simple à calculer, il ne tient pas compte des volumes utilisés non comptabilisés :

$$RP = \frac{\text{Volume d'eau consommé par les abonnés}}{\text{Volume mis en distribution}}$$

III.2.2. Rendement net

Le rendement net (RN) est le rendement, parfois appelé rendement technique, traduit bien la notion d'efficacité du réseau, puisqu'il compare la totalité de l'eau utilisée avec celle introduite dans le réseau. Pour le calcul du volume consommé, il faut additionner le volume consommé comptabilisé et le volume consommé non comptabilisé.

$$RN = \frac{\text{Volume d'eau consommé comptabilisé}}{\text{Volume mis en distribution} \times 100}$$

III.2.3. L'indice linéaire de perte des réseaux d'eau potable

Le rendement n'étant pas un indicateur toujours pertinent pour apprécier l'état d'un réseau, l'analyse peut être confortée par le calcul de l'Indice Linéaire de Perte (ILP). L'ILP permet de mesurer les volumes d'eau perdus par jour pour 1 Km de réseau.

$$ILP = \frac{\text{Volume des pertes}}{\text{Longueur des conduites hors branchement}}$$

III.2.4. L'indice linéaire de perte primaire

On ne tient pas compte des volumes utilisés non comptabilisés

$$ILP_{\text{primaire}} = \frac{\text{Volume annuel mis en distribution} - \text{volume annuel comptabilisé}}{\text{Linéaire de réseau} \times 365}$$

III.2.5. L'indice linéaire de perte net

$$ILP_{\text{net}} = \frac{\text{Volume annuel mis en distribution} - \text{volume annuel consommé}}{\text{Linéaire de réseau} \times 365}$$

III.2.6. Indice linéaire de consommation

$$ILC = \frac{\text{Volume consommé}}{\text{Longueur des conduites hors branchement}}$$

III.2.7. Indice linéaire de production

$$ILP = \frac{\text{Volume produit}}{\text{Longueur des conduites hors branchement}}$$

III.3 la consommation

La gestion d'un réseau se base sur des chiffres qui caractérisent des mesures réalisées sur tout le parcours de l'alimentation en eau potable. Plusieurs types de volumes d'eau peuvent être mesurés :

- Le volume produit par les organes de production, (V1)
- Le volume arrivant aux réserves de distribution, (V2).
- Le volume introduit dans le réseau de distribution, (V3).
- Le volume sorti du réseau par branchement, (V4).
- Le volume comptabilisé en sortie du réseau et facturé aux abonnés, (V5).[7]

L'analyse des chiffres de la gestion consiste à étudier ces différentes mesures et leur signification à savoir :

- **La distribution**
- **La besoins.**
- **Le rendement.**

III.3.1 La distribution

Les volumes produits mis en distribution sont la somme des volumes mesurés à la sortie des réservoirs existant desservant la population ; les volumes mis en distribution pour l'alimentation de Secteur Plaine Ouest pendant les quatre dernières années sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1 : les volumes mis en distribution (Source ADE Annaba)

	2013	2014	2015	2016
Trimestre 1	611196.84	700705.95	611192.4	653530.28
Trimestre 2	608920.2	695668.05	770572.27	705682.28
Trimestre 3	821815.2	837426.45	820388.06	794178.5
Trimestre 4	731034.15	714140.2	705261.66	702332.68

Ces volumes mensuels sont repris dans le graphique ci-dessous :

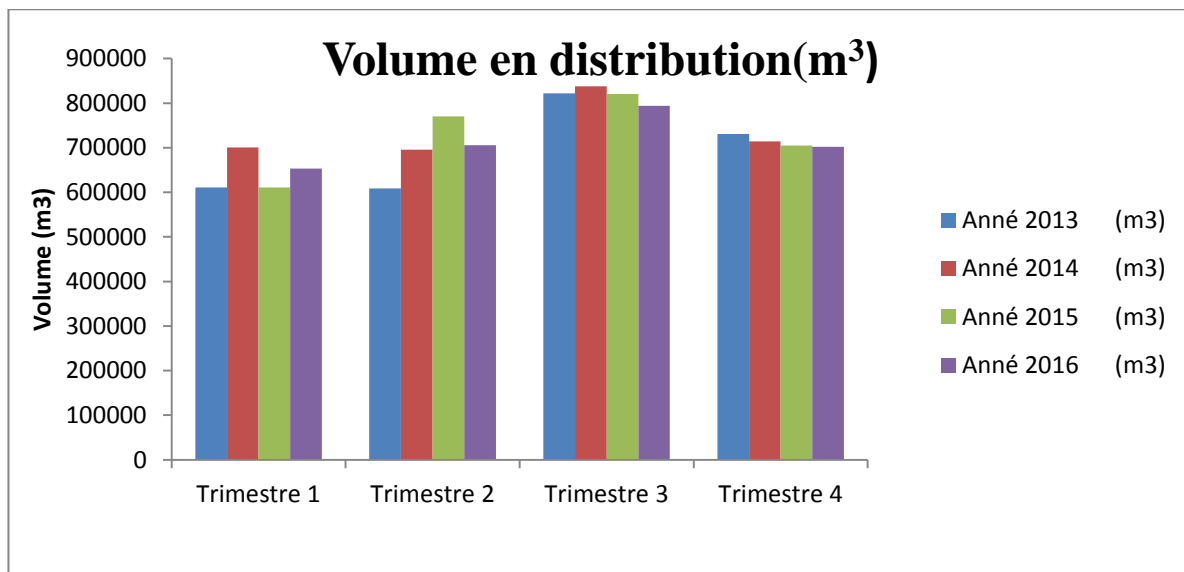


Figure III.1 : les volumes trimestriels mis en distribution

Tableau III.2 : Moyenne des volumes mis en distribution

Année	2013	2014	2015	2016
<i>Moyenne des volumes mensuels mis en distribution (m³ /mois)</i>	231080.5325	245661.7208	242284.5325	237976.9783
<i>Moyenne journalière (m³ /j)</i>	633.0973493	673.0458105	663.7932397	651.9917215

III.3.2 Les besoins de consommation

Les volumes consommés correspondent aux volumes utilisés par les abonnés publics ou privés et par les usages publics (voiries, espaces vert, vidanges ...) comptabilisés ou estimés selon le cas. La consommation est caractérisée par le nombre d'abonnés et le type de consommateur. [1].

III.3.2.1 Nombre d'abonné de la Plaine Ouest

Le gestionnaire du service d'eau potable au niveau de la Plaine Ouest ne déclare que le nombre d'abonné pendant les quatre dernières années comme suite :

Tableau III.3 : Nombre d'abonné d'eau potable de la Plaine Ouest.

Année	2013	2014	2015	2016
Nombre d'abonné	20488	20825	21137	21358

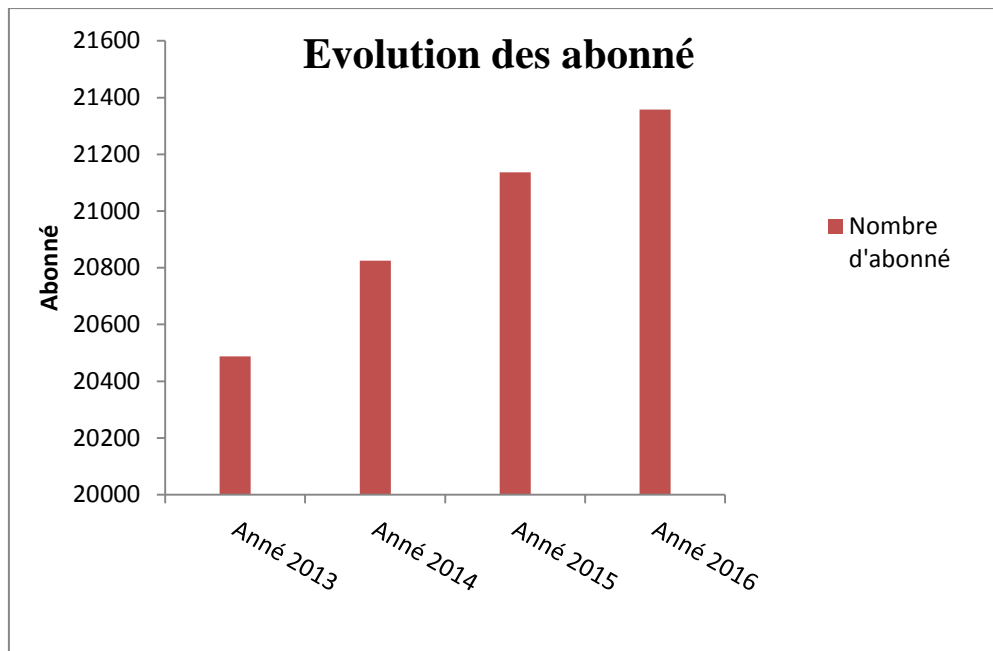


Figure III.2: Evolution du nombre d'abonné de la Plaine Ouest.

III.3.2.2 Type de consommateur

(source ADE Annaba ; service commercial) Les consommateurs d'eau potable de la Plaine Ouest sont groupés en quatre types :

- 1- Domestiques
- 2- Administration
- 3- Commerçant
- 4- Les unités industrielles

Le nombre de chaque type de consommateur pendant les Quatre dernières années est indiqué au tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : Nombre de chaque type d'abonnés

Année	2013	2014	2015	2016
Domestiques	19453	19717	19964	20155
Administration	88	94	93	98
Commerces	936	998	1063	1088
Industries	11	16	17	17

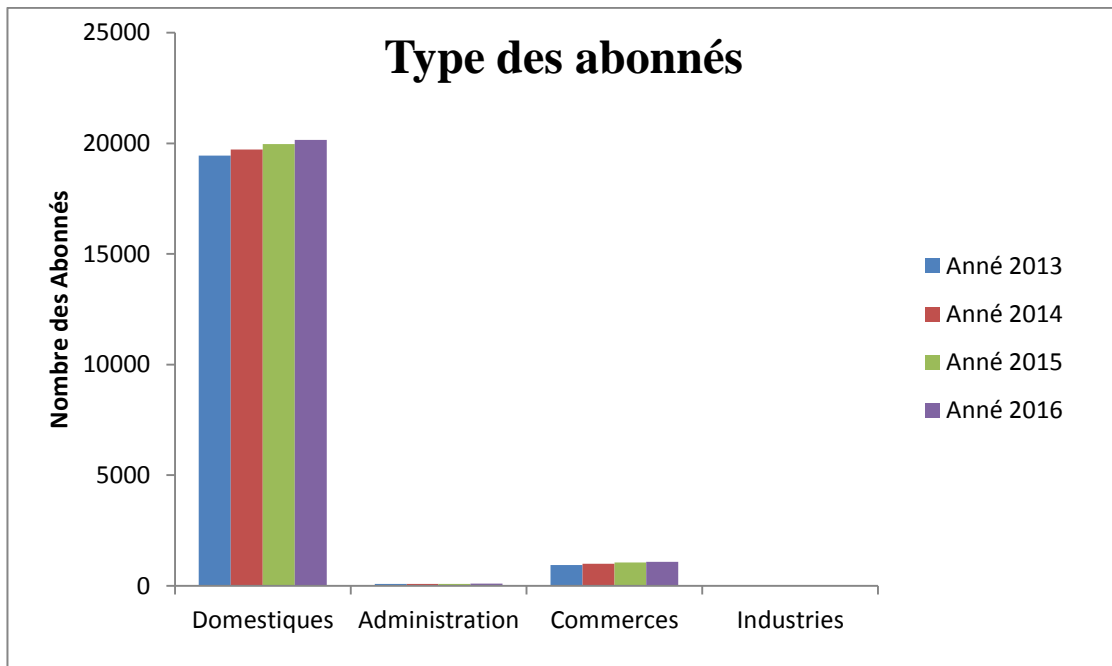


Figure III.3 : Evolution des abonnés d'eau potable de la Plaine Ouest.

III.3.2.3 Les volumes totaux facturés

Les volumes totaux facturés par les différents abonnés de la Plaine Ouest pendant les Quatre dernières années sont indiqués au tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Volumes totaux facturés de la Plaine Ouest

Année	2013	2014	2015	2016
Volumes totaux facturés en m ³	2598938	2817930	2760255	2688459

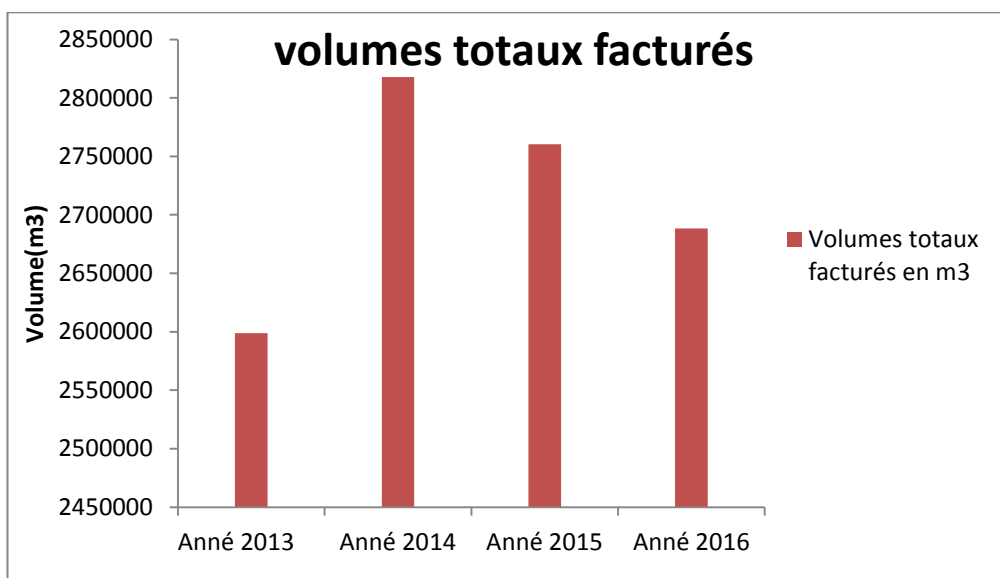


Figure III.4 : Evolution des volumes totaux facturés de la Plaine Ouest.

III.3.3 Le comptage

Les compteurs sont classés en trois types :

III.3.3.1 Les compteurs de production

Ils sont placés au niveau des conduites d'adduction ; pour mesurer les débits introduits aux niveaux de ces derniers. Equipé de tête émettrice, ils peuvent être à turbine ou à hélice ou correspondre à des débitmètres à ultrason.

III.3.3.2 Les compteurs de distribution

Ils sont placés en tête des conduites ; à partir des ouvrages du stockage. Ces compteurs permettent une sectorisation de comptage ; connaître les variations des débits de distribution et l'orientation d'un choix des secteurs pour l'examen en priorité.

III.3.3.3 Les compteurs des abonnés

Ils sont placés au niveau des branchements particuliers ; ils comptabilisent la consommation individuelle de chaque abonné ; le renouvellement du parc du compteur est systématique ; et recommandé par tranches annuelles, afin de réduire la part d'incertitude du comptage qui constitue une part d'une interprétation des valeurs mesurées. Au niveau de la Plaine Ouest le parc des compteurs est en état de vétusté ; il est recommandé de bien le renouveler pour minimiser les pertes financières d'eau.

Les différents types de comptage pendant les quatre dernières années sont reportés au tableau ci-dessous :

Tableau III.6 : Différent types de comptage de la Plaine Ouest (Source ADE Annaba , service commercial)

Année	2013	2014	2015	2016
Domestiques	2457815	2652521	2561140	2508135
Administration	40902	51149	53038	49779
Commerces	92930	99217	104413	104060
Industries	7291	15043	41664	26485
	2598938	2817930	2760255	2688459

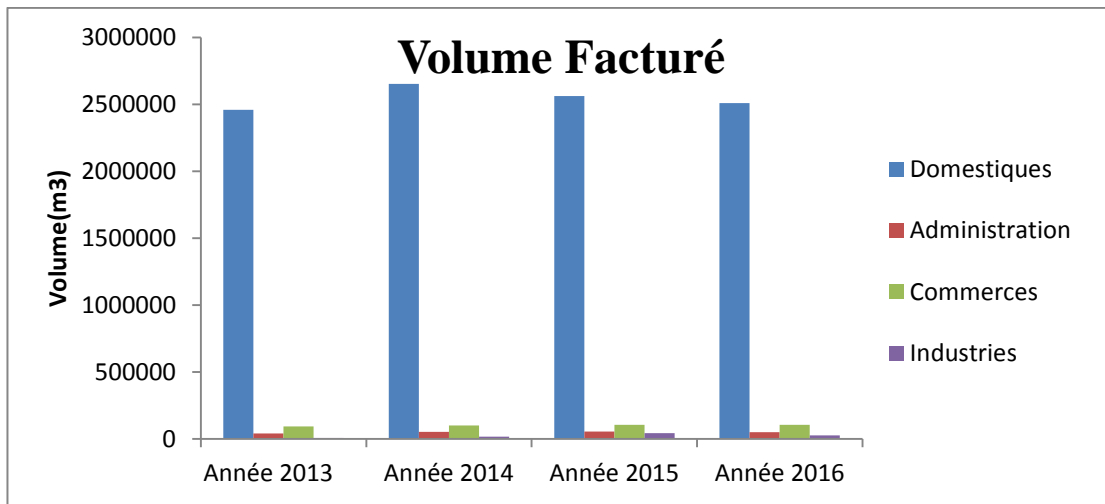


Figure III.5: Evolution de types du comptage de la Plaine Ouest.

D’après la figure III.5 ci-dessus on constate que le comptage de la consommation en eau potable par les compteurs est varié (augmentation et diminution) pendant les quatre dernières années.

III.3.4 Les pertes d’eau potable

III.3.4.1 Les pertes d’eau au niveau de distribution

Les pertes d’eau au niveau de la distribution sont la différence entre les volumes totaux mis en distribution et les volumes totaux de consommations. Les volumes perdus au niveau de la distribution de la Plaine Ouest pendant les quatre dernières années sont représentés dans le tableau ci-dessus:

Tableau III.7 : Volumes d’eau perdus au niveau de la distribution de la Plaine Ouest

Année	2013	2014	2015	2016
Pertes d'eau en m ³	174028.39	130010.65	147159.39	167264.74

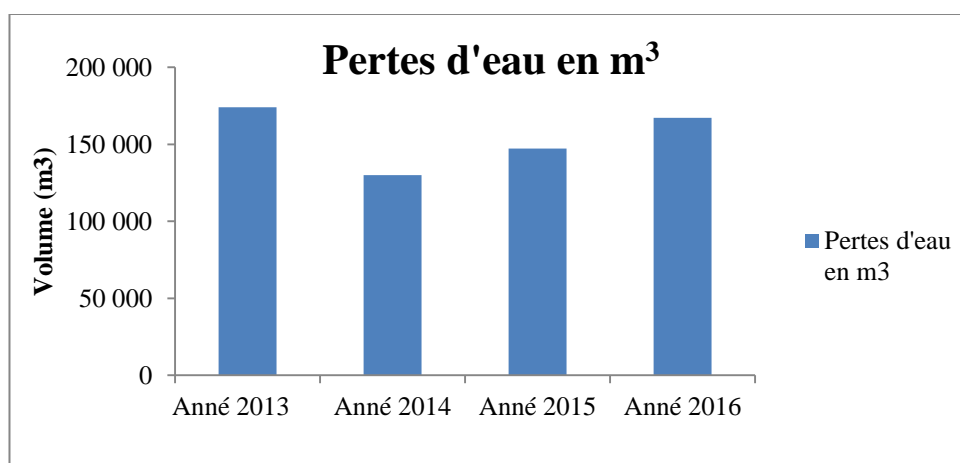


Figure III.6 : Evolution des pertes en eau au niveau de la distribution de la Plaine Ouest.

Les volumes d'eau perdus au niveau du réseau de distribution a diminuée de l'année 2013 à l'année 2014 d'un volume de 44017.74 m3 ce qui signifie qu'il y a des interventions au niveau du réseau et de 2014 à 2015 aussi de 2015 à 2016 les pertes a augmenté de 17148.74 m3 et de 20105.35 m3 par ordre ce qui signifie qu'il y a des nouveau pertes au niveau de réseau de distribution.

Le pourcentage des pertes d'eau au niveau de distribution est indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.8 : Pourcentage des pertes en eau de la Plaine Ouest (distribution).

Année	2013	2014	2015	2016
Pourcentage des Pertes	6.275892511	4.410219385	5.061521003	5.857175106

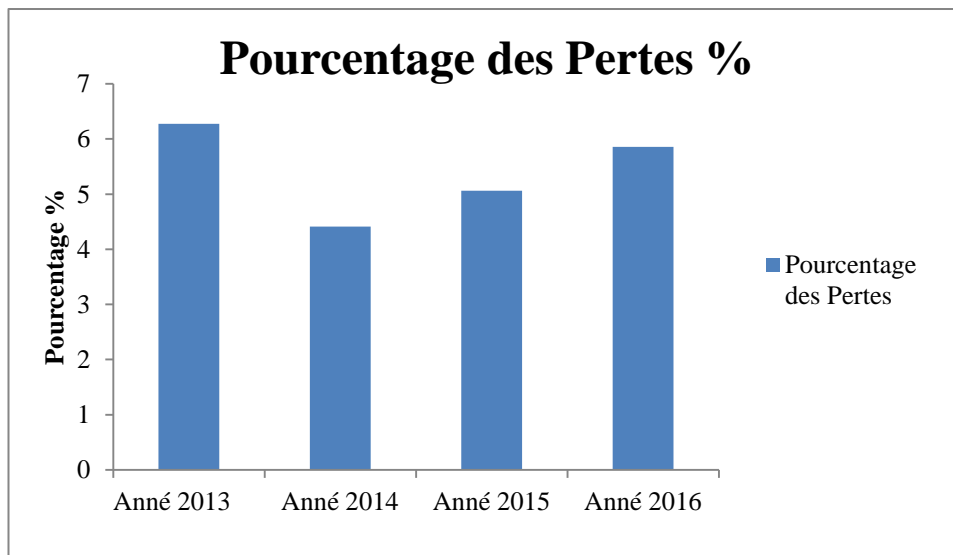


Figure III.7 : pourcentage des pertes en eau au niveau de distribution de la Plaine Ouest.

III.3.5 Le rendement

Le rendement d'un réseau permet de caractériser son efficacité et les problèmes existants. Ces chiffres sont le résultat de la comparaison entre la production, la distribution et la consommation. Les chiffres caractéristiques du rendement doivent être connus et interprétés, pour mettre en évidence les problèmes éventuels.

III.3.5.1 Le rendement primaire RP

Le rendement primaire (RP) est le rendement le plus simple à calculer, il ne tient pas compte des volumes utilisés non comptabilisés.

Le tableau suivant donne une idée à propos de son évolution temporelle :

Tableau III.9 : Le rendement primaire de réseau

Année	2013	2014	2015	2016
Rendement primaire RP (%)	93.72	93.72	93.72	93.72

III.3.5.2 Calcul des indices

Les indices linéaires de pertes et de consommation (ILP et ILC), définit respectivement au début de chapitre.

➤ **Indice linéaire des pertes ILP**

Pour la Plaine Ouest l’ILP varie selon le tableau suivant :

Tableau III.10: Indice linéaire des pertes

Année	2013		2014		2015		2016	
ILP (m3/j/km)	10.47	MEDIOCRE	7.82	ACCEPTABLE	8.85	ACCEPTABLE	10.06	MEDIOCRE

➤ **Indice linéaire de consommation ILC**

Pour la Plaine Ouest l’ILC varie selon le tableau suivant :

Tableau III.11: Indice linéaire des consommations

Année	2013		2014		2015		2016	
ILC (m3/j/km)	156.35	URBAIN	169.53	URBAIN	166.06	URBAIN	161.74	URBAIN

III.3.6 Les secteurs

La zone plaine est répartie en 5 secteurs, cette répartition est faite à base de l’emplacement des vannes et le réseau existant, donc chaque secteur a ses besoin d’eau (Volume, Débit) et ses caractéristique (Perte, ILC, ILP)

Nota : le rendement des secteurs sont égales le rendement de la zone .

III.3.6.1 Les volumes

Le tableau suivant montre les volumes de chaque secteur :

Tableau III.12 Volume facturé par ans de chaque secteur m³.

	volume par ans de chaque secteur m ³			
	2013	2014	2015	2016
	2 598 938	2 817 930	2 760 255	2 688 459
secteur 1	395788.97	429138.99	420355.74	409422.01
secteur 2	560396.01	607616.16	595179.98	579698.97
secteur 3	738958.60	801224.82	784826.03	764412.20
secteur 4	700409.22	759427.17	743883.86	724534.97
secteur 5	203385.20	220522.87	216009.39	210390.85

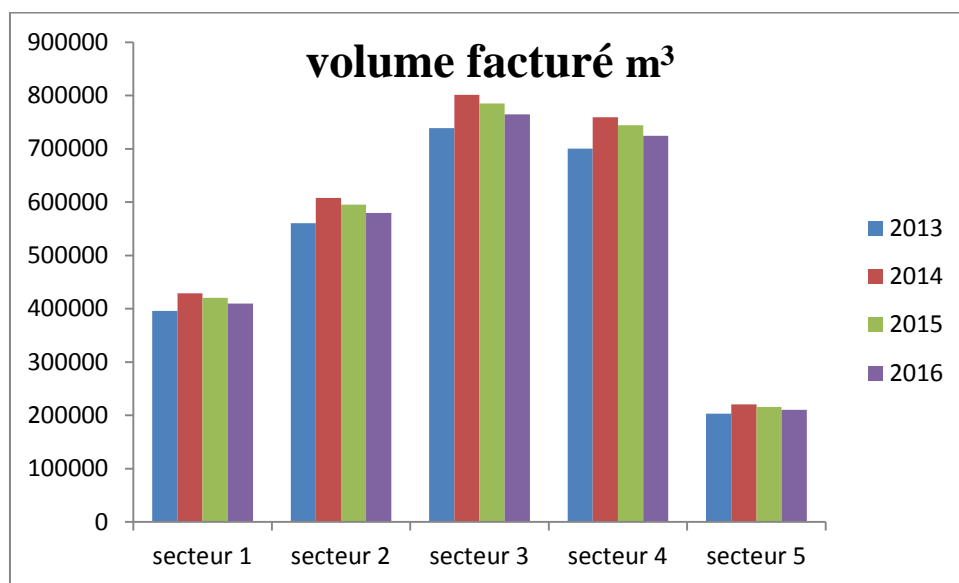


Figure III.8 : Volume facturé par ans de chaque secteur m³.

III.3.6.2 Les Débits

Les débits de chaque secteur sont indiquée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.13 : Débit de chaque secteur en l/s.

	débit de chaque secteur l/s			
	2013	2014	2015	2016
secteur 1	12.55	13.61	13.33	12.98
secteur 2	17.77	19.27	18.87	18.38
secteur 3	23.43	25.41	24.89	24.24
secteur 4	22.21	24.08	23.59	22.97
secteur 5	6.45	6.99	6.85	6.67

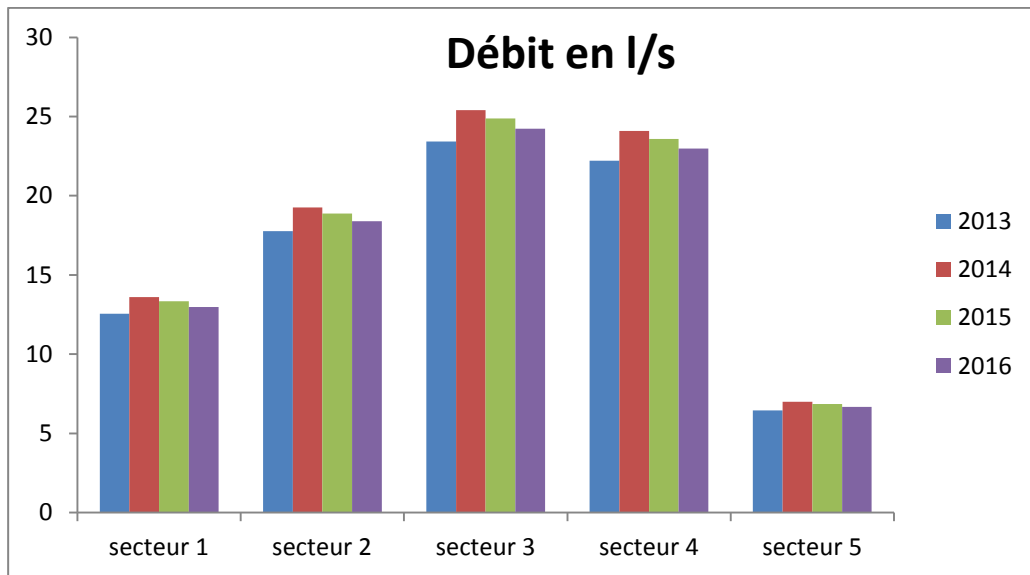


Figure III.9 : Débit de chaque secteur en l/s.

III.3.6.3 Les Pertes

Les pertes de chaque secteur sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.14 : Perte de chaque secteur en m3/an.

	Perte (m3/an)			
	2013	2014	2015	2016
	174 028	130 011	147 159	167 265
secteur 1	26502.56	19799.16	22410.72	25472.54
secteur 2	37524.87	28033.55	31731.24	36066.46
secteur 3	49481.66	36966.06	41841.97	47558.55
secteur 4	46900.34	35037.64	39659.20	45077.55
secteur 5	13618.95	10174.25	11516.26	13089.64

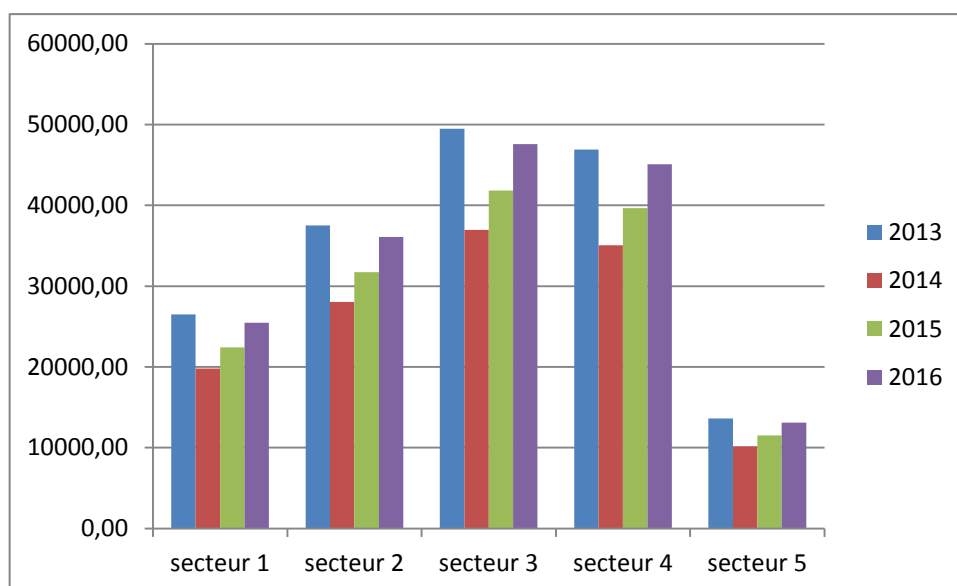


Figure III.10 : Perte de chaque secteur en m3/an.

III.3.6.4 ILP secteur

Pour chaque secteur l'ILP varie selon le tableau suivant

Tableau III.15: Indice linéaire des pertes de chaque secteur

Année	ILP (m3/km*j)							
	2013		2014		2015		2016	
secteur 1	11.20	MEDIOCRE	8.37	ACCEPTABLE	9.47	ACCEPTABLE	10.76	MEDIOCRE
secteur 2	13.58	MEDIOCRE	10.14	MEDIOCRE	11.48	MEDIOCRE	13.05	MEDIOCRE
secteur 3	10.34	MEDIOCRE	7.72	ACCEPTABLE	8.74	ACCEPTABLE	9.94	ACCEPTABLE
secteur 4	11.21	MEDIOCRE	8.37	ACCEPTABLE	9.48	ACCEPTABLE	10.77	MEDIOCRE
secteur 5	8.47	ACCEPTABLE	6.33	BON	7.17	ACCEPTABLE	8.14	ACCEPTABLE

III.3.6.5 ILC secteur

Pour chaque secteur l'ILC varie selon le tableau suivant

Tableau III.16 : Indice linéaire des consommations de chaque secteur.

	ILC (m3/km*j)			
	2013	2014	2015	2016
secteur 1	167.24	181.33	177.62	173.00
secteur 2	202.76	219.85	215.35	209.75
secteur 3	154.38	167.39	163.96	159.70
secteur 4	167.34	181.44	177.73	173.11
secteur 5	126.55	137.22	134.41	130.91

III.4 CONCLUSION

Un réseau d'eau est considéré comme fiable si son rendement est élevé et vis versa. L'augmentation du rendement d'un réseau passe obligatoirement par la réparation des fuites et dans le cas échéant par sa réhabilitation.

En fin la recherche des fuites semble une étape essentielle dans la maintenance des réseaux.

CHAPITRE VI :

Modélisation

EPANET

Introduction

Le modèle hydraulique est un outil très puissant pour l'ingénieur chargé de la gestion des réseaux d'AEP, en effet, nous pouvons simuler et prévoir des comportements futurs du réseau, mais cela dépend principalement de la représentativité du modèle de la réalité du terrain. Cette représentativité dépend de ça part, de la finesse ou de la précision de calage du modèle, parce qu'un modèle non calé ou non calibré est purement théorique, donc nous ne pouvons faire confiance aux résultats obtenus par un tel modèle.

IV.1 Intérêt de la modélisation

La modélisation constitue une démarche d'investigation non destructive qui lorsqu'elle est menée dans de bonnes conditions, permet :

Dans le cadre d'une étude diagnostic, de connaître le fonctionnement hydraulique du réseau en situation actuelle et prochaine, afin de déterminer ses points faibles (baisse de pression, entartrage...), et de planifier les renforcements nécessaires à cours termes du dit réseau.

Du point de vue d'exploitation, d'étudier les situations critiques liées à l'indisponibilité d'une ressource, d'ouvrage de pompage ou de stockage, ou d'une canalisation maitresse, ou de rechercher les dispositions les mieux adaptées pour parvenir à un contrôle adéquat de la pression de distribution tout en réduisant les couts d'exploitation.

D'autre part, de concevoir, dimensionner et planifier les aménagements.

IV.2 Précision du modèle et représentation du réseau d'AEP

La modélisation du fonctionnement du réseau doit décrire le comportement réel du réseau. En fonction de l'utilisation du modèle, un niveau de détail doit être défini. Le modèle ne considérera que certaines conduites du réseau et certains abonnés seront rassemblés sur des nœuds afin de simplifier la modélisation. Il n'existe pas de règles précises pour la simplification de réseau, mais certaines sont fréquemment utilisées :

- Suppression des conduites de petits diamètres ou de petites longueurs ;
- Suppression des nœuds intermédiaires ;
- Agglomération de plusieurs abonnés en un même nœud ;
- Concaténation de conduites de même diamètre et même matériau ;
- Distinction entre abonnés de nature différente : domestique, industriel, autres.

IV.3 Les logiciel de modélisation des réseaux d'AEP

De nos jours, les outils de modélisation sont devenus incontournables à la gestion des réseaux d'eau potable. De plus en plus de gestionnaire de réseaux d'eau potable se dotent d'outils de modélisation pour encore mieux concevoir, gérer et prévoir l'évolution des ouvrages hydrauliques et la quantité de l'eau distribuée. Voici quelques principaux logiciels de modélisation des réseaux d'eau potable :

IV.3.1 Le logiciel RESODO

Le RESODO permet de modéliser les réseaux de tout type et de toute dimension : petits réseaux ruraux, grand réseaux urbains, prise en compte d'une grande gamme d'équipements : réservoirs, pompes, vannes régulatrices, etc. il propose de nombreux outils d'aide à l'utilisateur, parmi lesquels : calculs des pressions résiduelles, calculs de défense contre l'incendie, estimation des fuites, calculs de bilans ..., ce logiciel dispose de puissantes fonctionnalités, qui intègrent autant les aspects de conception propres aux bureaux d'études que les aspects de gestions propres aux sociétés de distribution.

IV.3.2 Le logiciel PORTEAU

Le PORTEAU est un logiciel de simulation hydraulique et de cinétique adaptés aux réseaux d'eau sous pression. Il est développé par le Cemagref de Bordeaux, 2001.

Il permet : une schématisation du réseau, la représentation de son fonctionnement en pointe, sur un horizon de plusieurs heures ou jours, la modélisation de la qualité avec le temps de séjour, cinétique et traçage de provenance. Il est utile comme outil de gestion et d'aide au dimensionnement.

PORTEAU constitue donc un outil de modélisation du comportement du réseau maillé de distribution ou de transport d'eau sous pression, en régime permanent. Il représente une aide à la décision pour la gestion d'un réseau de distribution ou d'adduction d'eau. Le principe général est simple, il consiste en la schématisation du réseau étudié par l'emploi de « tronçon » pour les conduites et de « nœud » pour les intersections. Ces éléments sont documentés de sorte que tous les éléments et infrastructures présents sur le réseau ainsi que toutes les conditions d'utilisation (consommation, alimentations, ...) puissent être représentées, ceci afin de rendre compte le plus fidèlement possible de la réalité.

IV.3.3 Le logiciel PICCOLO

LE PICCOLO est un logiciel de modélisation des réseaux d'eau potable, développé par le Safege en 1986. C'est un outil permettant la résolution de problème d'écoulement en charge.

PICCOLO est un outil général de simulation des écoulements en charge dans les réseaux maillé. A partir des données du réseau. PICCOLO Calcul les vitesses, les pressions, les débits, l'évolution des

niveaux de réservoirs...les calculs peuvent concerner un régime statique ou dynamique, c'est un outil puissant de modélisation des réseaux de fluides (eau potable, eau surchauffée), il permet aussi de calculer rapidement des phénomènes dans les réseaux. Aussi c'est tout naturellement que la demande est apparue d'une évolution de ce logiciel vers un outil d'aide à la conduite en temps réel.

IV.3.4 Le logiciel EPACAD

EPACAD est un logiciel gratuit qui convertit facilement un fichier AUTOCAD dans un fichier EPANET, ce dernier est le logiciel gratuit le plus largement utilisé pour la simulation des réseaux d'eau sous pression. Il est capable d'importer automatiquement les principales propriétés des éléments Nœuds-Conduites, en grande partie fournissant les informations requises pour construire un réseau d'eau potable.

IV.3.4.1 AUTOCAD / EPACAD Lien

EPACAD peut télécharger un fichier. Dxf exporté à partir d'AutoCAD. nous n'aurons qu'à sélectionner la couche (ou des couches) contenant les tubes de notre modèle hydraulique pour commencer à construire votre réseau. Comme d'autres programmes, nous n'avons pas besoin de modifier notre fichier AutoCAD.

➤ **Interprétation des coordonnées (X, Y, Z)**

EPACAD est capable de lire les coordonnées X, Y des fichiers AutoCAD et aussi l'élévation des nœuds (qui sont ceux décrivant notre conduite). Ainsi, nous obtiendrons longueurs réelles de nos tuyaux et une référence de l'emplacement actuel de vos articles.

➤ **Type de lignes reconnues par EPACAD**

Peu importe comment on trace les tuyaux dans AutoCAD, EPACAD lit deux : lignes et polylignes. En outre, nous pouvons également créer deux nœuds par ligne (en ce qui concerne au nœud initial et final de la conduite) ou, compte tenu de tous les sommets intermédiaires de celui-ci afin de les éditer plus tard en utilisant EPANET.

➤ **Solutions de connectivité**

L'un des problèmes les plus courants traite de la relation entre les questions des tuyaux (en raison de l'imprécision dans les fichiers AutoCAD). Ainsi, nous avons développé un outil utile qui vous permet de résoudre automatiquement la connectivité entre les éléments, tout réglage de la distance autorisée entre des éléments indépendants.

➤ **Aperçu du réseau**

Avant d'exporter vos résultats à EPANET, vous trouverez un aperçu du scénario. Il y aura quelques outils de visualisation pour vous aider à identifier les petits détails. Cet outil permettra d'économiser votre temps comme vous pouvez valider vos résultats avant la création définitive de votre réseau.

IV.3.4.2 EPACAD / EPANET lien

Créer notre réseau est aussi simple que d'appuyer sur un bouton. Cette action peut aussi ouvrir notre réseau dans EPANET. Vérifions que l'EPACAD lit les principales données de nos articles, mais pas diamètres, des réservoirs ou des exigences que vous devrez ajouter plus tard.



Figure IV.1 : Transformation d'un réseau en AutoCAD vers Epanet

IV.4 Présentation du logiciel EPANET

IV.4.1 Historique

Le logiciel EPANET est né suite à une initiative du Congrès des Etats–Unis qui visait à protéger les ressources naturelles du pays. Dès lors, l'EPA (US Environmental Protection Agency) a été chargée de développer des techniques permettant de mieux appréhender les écoulements et les transformations de l'eau dans un réseau d'adduction d'eau potable. Depuis 1993, le logiciel est disponible gratuitement pour tous les bureaux d'études et les sociétés d'affermage qui souhaitent l'utiliser.

Afin d'augmenter la convivialité du logiciel pour les sociétés francophones, la Compagnie Générale des Eaux a financé la version française sur laquelle nous avons travaillé durant le stage. Enfin, le logiciel a connu des améliorations depuis sa création. La dernière version date de l'année 2001.

IV.4.2 Capacités pour la modélisation hydraulique

Le logiciel EPANET est un outil de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux d'eau potable. Un réseau d'eau potable sur un logiciel se définit par des tuyaux

(tronçons sur le logiciel), des nœuds (intersection des tuyaux et extrémité d'une antenne) mais également d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes,...).

Il permet de calculer le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, mais également le niveau de l'eau à n'importe quel moment de la journée (ou de simulation). Le moteur de calcul hydraulique intégré permet de traiter des réseaux de taille illimitée. Il dispose de trois formules de calcul de pertes de charges (Hazen – Williams, Darcy – Weisbach et Chezy – Manning), il inclut les différentes pertes de charge singulières et il modélise les pompes à vitesse fixe et variable. En résumé, le logiciel présente tous les outils pour remplir les objectifs de notre travail (Régulation des pressions dans les réseaux), car il dispose d'un environnement de commandes d'un certain nombre d'élément du réseau, en fonction de l'état d'autres (voir les détails dans ce qui suit).

- Il remplit, également, d'autres objectifs .
- Détection des zones de fonctionnement déficitaire .
- Régulation des pressions dans le réseau .
- Dimensionnement de réseaux .
- Amélioration de la gestion des équipements d'eau.

IV.4.3 Les Étapes de l'Utilisation d'EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement système
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

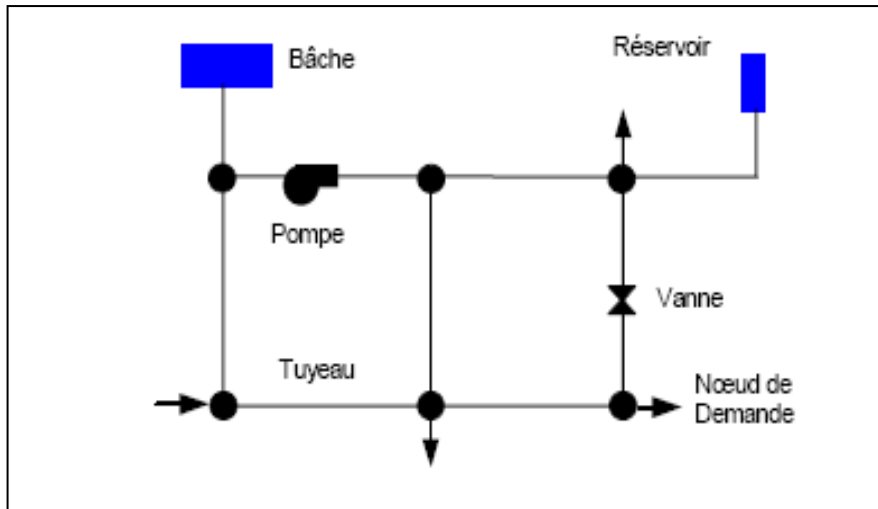
IV.4.4 Modélisation du réseau sous Epanet

Les principes de base du travail du logiciel Epanet, au niveau des objets physiques constituant le réseau et les méthodes de calcul utilisés.

IV.4.4.1 Composantes physiques

Epanet modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des

nœuds de demande, des réservoirs et des bâches. La figure ci-dessous indique les liaisons entre les



différents objets formant le réseau.

Figure IV.2 : Composants Physiques d'un Système de Distribution d'Eau.

✚ Nœuds de Demande

Les Nœuds de Demande sont les points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les nœuds de demande sont:

- L'altitude au-dessus d'un certain plan de référence (habituellement le niveau de la mer).
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).
- Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont:
 - La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique):
 - énergie interne par poids spécifique de fluide ou bien somme de l'altitude avec la hauteur de pression.

Remarque : Cette définition de la charge est différente de celle utilisée en hydraulique urbaine qui prend en compte le facteur vitesse de l'eau sous forme d'énergie cinétique ($v^2/2g$).

- la pression.
- la qualité de l'eau.

Les nœuds de demande peuvent également :

- avoir une demande qui varie dans le temps.
- être affectés de demandes de différents types (domestique, industrielle,..) .

- avoir des demandes négatives, ce qui indique que l'eau entre dans le réseau à ce point .
- être le point d'injection d'une substance entrant dans le réseau .
- avoir des buses ayant un débit dépendant de la pression.

Bâches infinies.

Les Bâches infinies sont des nœuds représentant soit une source externe de capacité infinie. Elles sont utilisées pour modéliser des éléments tels que les lacs, les fleuves, les couches aquifères souterraines ou les arrivées de réseaux extérieurs. Les bâches infinies peuvent également servir de point d'injection d'une substance entrant dans le réseau.

Les données de base pour une bêche sont la charge totale (égale au niveau de la surface de l'eau si la bêche infinie n'est pas sous pression) et la qualité initiale de l'eau dans le cas où l'on exécuterait une analyse de qualité de l'eau.

Réservoirs

Les Réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base pour des réservoirs sont les suivantes:

- L'altitude du radier (où le niveau d'eau est zéro)
- Le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique)
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau
- La qualité initiale de l'eau.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont les suivants:

- La charge (altitude de l'eau)
- La pression (niveau de l'eau)
- La qualité de l'eau.

Le niveau dans les réservoirs doit rester entre les niveaux minimal et maximal. EPANET arrête la sortie d'eau si un réservoir est à son niveau minimal et arrête l'arrivée s'il est à son niveau maximal.

Les réservoirs peuvent également servir de source pour une substance entrant dans le réseau.

Tuyaux

Les tuyaux sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée (altitude+pression, ou énergie interne par poids d'eau) à celle qui a la charge hydraulique la plus faible. Les données de base pour les tuyaux sont:

- Les nœuds initial et final.
- Le diamètre.
- La longueur.
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge);
- L'état (ouvert, fermé, ou avec un clapet anti-tour).

Les valeurs calculées pour les tuyaux incluent :

- le débit .
- la vitesse d'écoulement .
- la perte de charge .
- le facteur de friction de Darcy-Weisbach .
- la vitesse moyenne de réaction (le long du tuyau) .
- la qualité moyenne de l'eau (le long du tuyau).

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée en utilisant une de ces trois formules :

- formule de Hazen-Williams .
- formule de Darcy-Weisbach .
- formule de Chezy-Manning .

La formule de **Hazen-Williams** est la formule de perte de charge la plus utilisée aux États-Unis. Elle ne peut pas être utilisée pour des liquides autres que l'eau et a été initialement développée uniquement pour les écoulements turbulents. La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et est la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides. La formule de Chezy-Manning est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres.

La formule de **Darcy-Weisbach** est sélectionnée par défaut.

Le tableau IV.3 donne une vue d'ensemble des expressions des coefficients de résistance et des valeurs de l'exposant d'écoulement pour chacune des formules.

Chaque formule utilise un coefficient de rugosité différent qui doit être déterminé empiriquement. Le tableau IV.3 donne les intervalles généraux de ces coefficients pour différents types de matériaux de tuyaux neufs. Il est important de noter que le coefficient de rugosité d'un tuyau peut changer considérablement avec son âge.

Pour la formule de Darcy-Weisbach, EPANET utilise différentes méthodes pour calculer le facteur de friction f selon le régime d'écoulement:

La formule de Hagen-Poiseuille est utilisée pour un écoulement laminaire ($Re < 2000$).

L'approximation de Swamee et Jain dans l'équation de Colebrook-White est utilisée pour un écoulement entièrement turbulent ($Re > 4000$).

L'interpolation cubique du diagramme de Moody est utilisée pour un écoulement transitoire ($2000 < Re < 4000$).

Tableau IV.1 : Formules de perte de charge totale pour toute la longueur de la canalisation en charge

<i>Formule</i>	<i>Perte de charge totale (A)</i>	<i>Exposant du débit (B)</i>
Hazen-Williams	$10,674 C^{-1.852} d^{4.871} L$	1.852
Darcy-Weisbach	$0.0827 f(\epsilon, d, q) d^{-5} L$	2
Chezy-Manning	$10,294 n^2 d^{-5.33} L$	2
Explication des symboles: C = coefficient de rugosité de Hazen-Williams ϵ = coefficient de rugosité de Darcy-Weisbach (m) f = facteur de friction (dépend de ϵ , d, et q) n = coefficient de rugosité de Manning d = diamètre du tuyau (m) L = longueur du tuyau (m) q = débit (m^3/s)		

Tableau IV.2 : Coefficients de Rugosité pour les tuyaux neufs

<i>Matériau</i>	<i>Coeff. Hazen-Williams (universel)</i>	<i>ϵ de Darcy-Weisbach (mm)</i>	<i>n de Manning (universel)</i>
Fonte revêtue	130 – 140	0,25	0,012 – 0,015
Béton ou Revêt. de Béton	120 – 140	0,3 – 3,0	0,012 – 0,017
Fer Galvanisé	120	0,15	0,015 – 0,017
Plastic	140 – 150	0,0015	0,011 – 0,015
Acier	140 – 150	0,03	0,015 – 0,017
Céramique	110	0,3	0,013 – 0,015

Pertes de charge singulières

Des pertes de charge singulières (également appelées « pertes locales ») sont provoquées notamment par la croissance de la turbulence qui se produit au niveau des coudes, des tés et des vannes. L'importance d'inclure ou non de telles pertes dépend du genre de réseau et de l'exactitude exigée. Pour les prendre en compte, il faut assigner au tuyau un coefficient de perte de charge singulière. La perte singulière est le produit de ce coefficient avec la charge cinétique du tuyau, c'est-à-dire :

$$H_s = K \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Où : K est le coefficient de perte de charge singulière.

V : la vitesse d'écoulement (distance/temps)

g : l'accélération de la pesanteur (distance/temps²).

Le **tableau IV.5** affiche les coefficients de perte de charge singulière pour quelques types de vannes et raccords. Ces coefficients doivent être considérés seulement indicatifs, parce que K dépend aussi de la géométrie, du numéro de Reynolds et des conditions de flux.

Tableau IV.3 : Coefficients de Pertes de Charge Singulières pour une Sélection de Vannes et Raccords.

<i>ACCESOIRE</i>	<i>COEFF.PERTE SINGULIERE</i>
Vanne à boule, entièrement ouverte	10,0
Vanne à angle, entièrement ouverte	5,0
Clapet anti-retour à battant, entièrement ouvert	2,5
Vanne, entièrement ouverte	0,2
Coude de petit rayon	0,9
Coude de rayon moyen	0,8
Coude de grand rayon	0,6
Coude de 45 degrés	0,4
Coude de 180 degrés	2,2
Té Standard – flux droit	0,6
Té Standard – flux dévié	1,8
Entrée brusque	0,5
Sortie brusque	1,0

Pompes

Les pompes sont des arcs qui ajoutent de l'énergie à un fluide et augmentent ainsi sa charge hydraulique. Les principaux paramètres d'entrée pour une pompe sont ses nœuds d'aspiration et de décharge et sa courbe caractéristique (la combinaison des charges hydrauliques et des débits que la pompe peut fournir à sa vitesse nominale). Au lieu d'une courbe caractéristique, la pompe peut être représentée comme un élément qui fournit une puissance constante (en kilo Watts) au fluide pour toutes les combinaisons de débit et de charge hydraulique.

Les principaux paramètres calculés sont le débit et le gain de charge hydraulique. Le fluide traverse la pompe en sens unique et EPANET ne permet pas aux pompes de fonctionner en dehors de leur courbe caractéristique.

Vannes

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau. Leurs principaux paramètres d'entrée sont:

- Les nœuds d'entrée et de sortie .
- Le diamètre.
- La consigne de fonctionnement .
- L'état de la vanne.

Les éléments calculés en sortie de simulation pour une vanne sont le débit et la perte de charge hydraulique.

IV.4.4.2 Composantes non-physiques

En plus des composants physiques, Epanet utilise trois types d'objets non-physiques :

Des courbes, des courbes de modulation et commande de contrôle. Ils décrivent le comportement et les aspects fonctionnels d'un système de distribution.

Courbes

Les courbes en général sont des objets qui contiennent des couples de données ayant une relation entre elles. Deux objets ou plus peuvent partager la même courbe. Dans EPANET, on peut appliquer les types de courbes suivants:

- Courbe caractéristique.
- Courbe de rendement.
- Courbe de volume.
- Courbe de perte de charge.

Courbes de modulation

Une courbe de modulation est un ensemble de multiplicateurs qui peuvent être appliqués à une valeur de base pour lui permettre d'évoluer au cours du temps.

On peut assigner des courbes de modulation à la demande d'un nœud, au niveau d'une bache, à la vitesse de rotation d'une pompe, à la qualité de l'eau dans une source et au prix de l'énergie. L'intervalle de temps utilisé pour chacune des courbes de modulation a la même valeur fixe (toutes les périodes ont la même durée), qui est spécifié dans les Options de Temps du projet.

Commandes

Les commandes sont des instructions qui déterminent comment le réseau est géré pendant la simulation. Elles indiquent l'état d'arcs déterminés en fonction du temps, l'état des niveaux d'eau aux réservoirs et la valeur de la pression à certains points du réseau. deux categories de commands peuvent être utilisées:

- Commandes simples.
- Commandes élaborées.

IV. 5 Le modèle de simulation hydraulique

Le modèle hydraulique de simulation d'EPANET calcule l'évolution des charges hydrauliques dans les nœuds et l'écoulement dans les arcs, en fonction des niveaux initiaux des réservoirs, des variations dans le temps des niveaux des baches et des demandes en eau aux nœuds de demande.

D'un intervalle à l'autre, les niveaux des baches et les demandes dans les nœuds de demande sont mis à jour selon les courbes de modulation entrées comme paramètres du calcul, tandis que les niveaux des réservoirs sont mis à jour selon les débits qui entrent et qui sortent.

La détermination des charges et des débits à un instant donné implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charges dans chaque arc du réseau. Ce procédé, appelé équilibre hydraulique du réseau, utilise une technique itérative pour résoudre les équations non linéaires en jeux. EPANET utilise « Algorithme du Gradient » à cette fin.

L'intervalle de temps utilisé pour la simulation sur une longue durée peut être introduit par l'utilisateur. Une valeur typique est d'une heure. Néanmoins, l'intervalle est automatiquement plus court quand un des événements suivants se produit:

- la date d'édition d'un rapport .
- fin d'un cycle pour une courbe de modulation .
- un réservoir a été vidé ou rempli .
- activation d'une commande simple ou élaborée.

L'application consiste à élaborer une base de données géographique relative au réseau d'AEP du chef-lieu de Plaine Ouest. Ce chapitre présente une synthèse d'applications faite sur la base de données du réseau d'AEP.

IV.6 Application de modèle Sur EPANET

IV.6.1 Construction du modèle

Les différentes activités pour la construction d'un modèle sont :

A. Schématisation du réseau

DXF-TO-EPANET C'est un programme qui convertit tous les éléments de classe lignes et poly lignes (dans des couches en format DXF) en un ensemble de canalisations et raccord sous Epanet (Rossman, 2000).

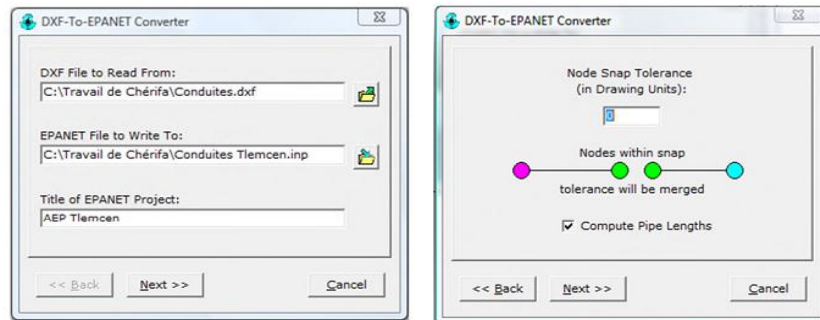


Figure IV.3 : Passage DXF –EPANET

le réseau d'AEP de la Plaine Ouest est composé de 514 nœuds et 563 tronçons tout en différentes matériaux. (voir chapitre II).



Figure IV.4 : Schématisation du réseau

B. Saisie des éléments supplémentaires

Des éléments supplémentaires doivent être ajoutés manuellement au modèle sous EPANET (Worm et al. 2010) tels que les réservoirs, les pompes et les vannes.

Le programme de conversion peut calculer les longueurs des canalisations, les autres données du réseau telles que les altitudes des nœuds, les demandes et les diamètres des canalisations doivent être introduites manuellement dans Epanet (Rossman, 2000) après que le fichier converti est chargé . (figure IV.5)

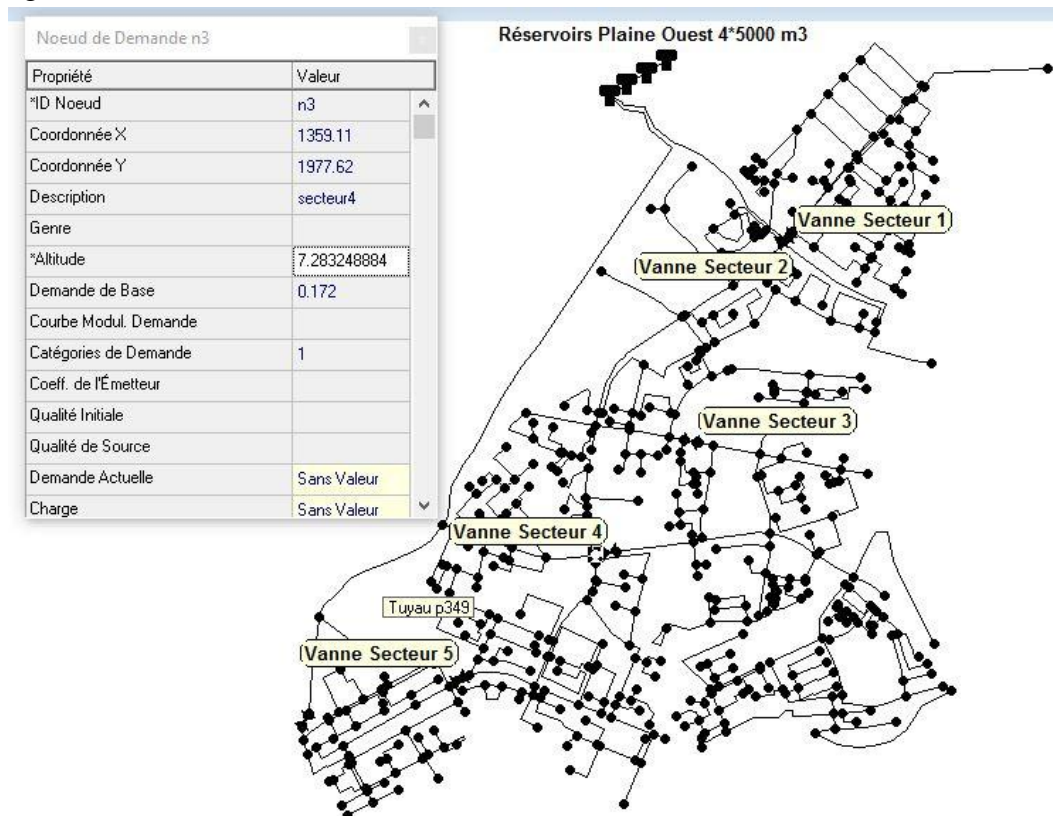


Figure IV.5 : saisie des éléments supplémentaires

C. Les caractéristiques du réseau

C.1 diamètre de conduite

Le premier paramètre à insérer est le diamètre des conduites (figure IV.6).

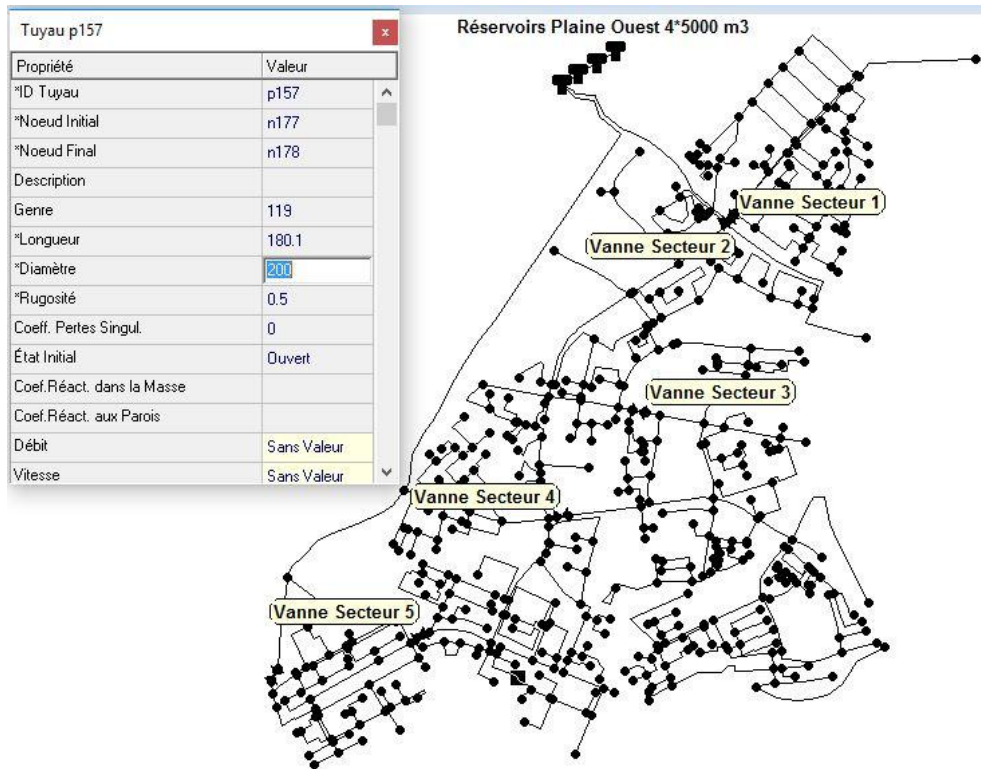


Figure IV. 6 : Saisie des Diamètre de conduite

Les diamètres utilisés pour le calcul sont les diamètres intérieurs.

C.2 demande aux nœuds

Cette donnée est influente dans le calcul hydraulique. Elle s'exprime en litres par seconde la difficulté réside dans le fait que d'une part, il faut identifier et situer les abonnés géographiquement dans la commune puis leur attribuer une consommation et d'autre part, il s'agit de les répartir de façon adéquate de ces nœuds.

Dans notre cas la demande de base en chaque nœud est estimée en fonction des Secteurs de la zone Plaine Ouest comme suite : QPO1 =0.177l/s, QPO2 =0.264l/s, QPO3 =0.159l/s, QPO4 =0.172l/s et QPO5 =0.134l/s (voir figure IV.7).

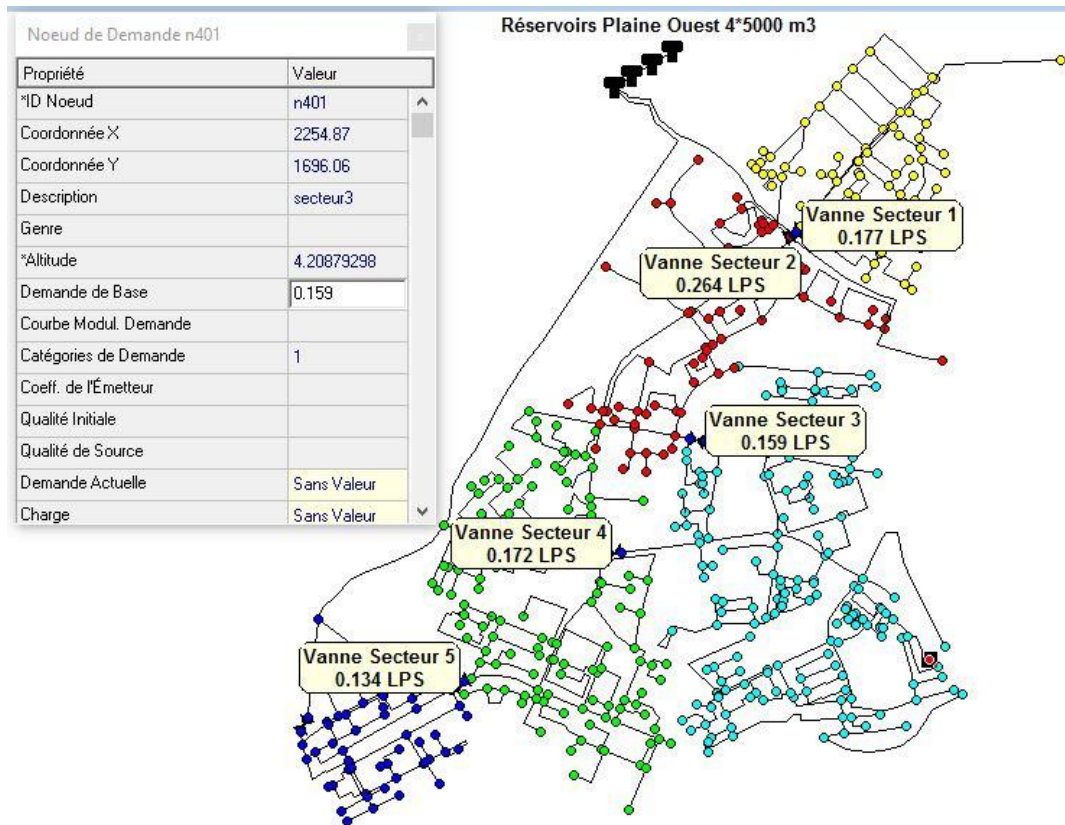


Figure IV.7 : Saisie des demandes de base

C.3. Rugosité

Ce paramètre variant suivant l'âge, la nature de canalisation et les sollicitations subies par les conduites fait partie des paramètres de calage auxquels on ne peut attribuer une valeur définitive en début de projet.

Le réseau de la Plaine Ouest est de différents matériaux avec une rugosité varie de 0,0015 mm à 0.5 mm.

IV.6. 2 Simulation du modèle actuel

Nous avons procédé à une première simulation (simulation initiale) qui nous a permis d'analyser le comportement du réseau dans ses conditions actuelles de fonctionnement.

Pour la répartition des vitesses on peut signaler ce qui suit :

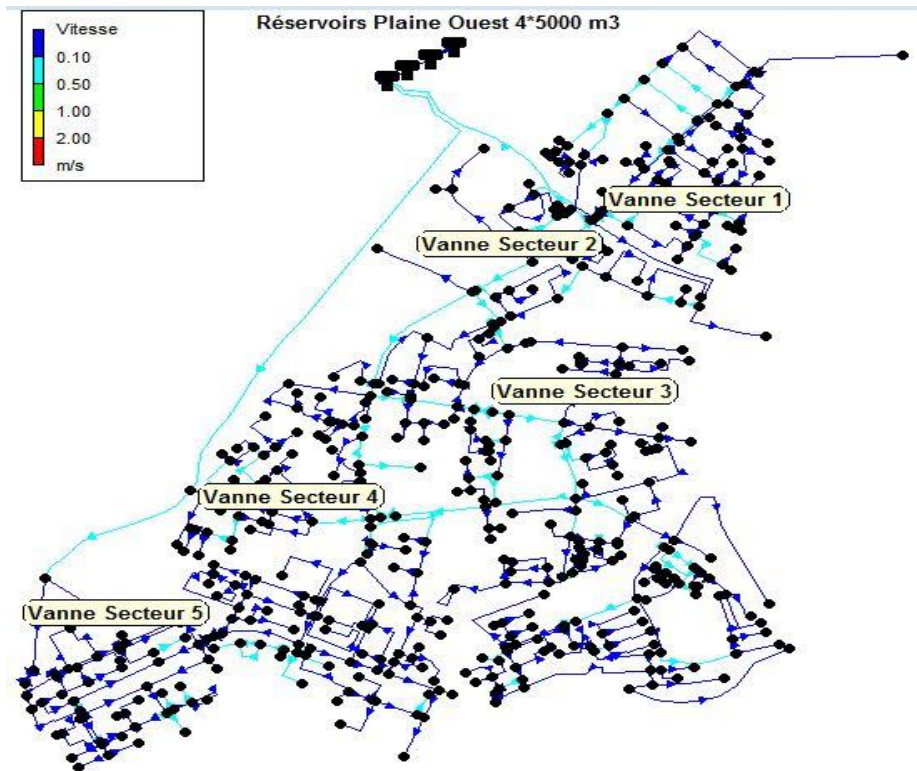


Figure IV.8 : Répartition des vitesses.

D'après la figure ci-dessus, on a trouve que 548 conduite sont d'une vitesse inférieure à 0.3 m/s de ce fait, les conduites du réseau risques d'être détériorées par des dépôts suite aux faibles vitesses d'écoulement et qui exige une diminution du diamètre.

D'autre part, 15 conduites ont une vitesse comprise entre 0.3 et 1.5 m/s ce qui est conformes aux normes.

Par contre, il n'existe pas des conduites ont une vitesse supérieure à 1.5 m/s. donc, le réseau ne risque pas d'être détérioré é par une érosion interne suite aux fortes vitesses.

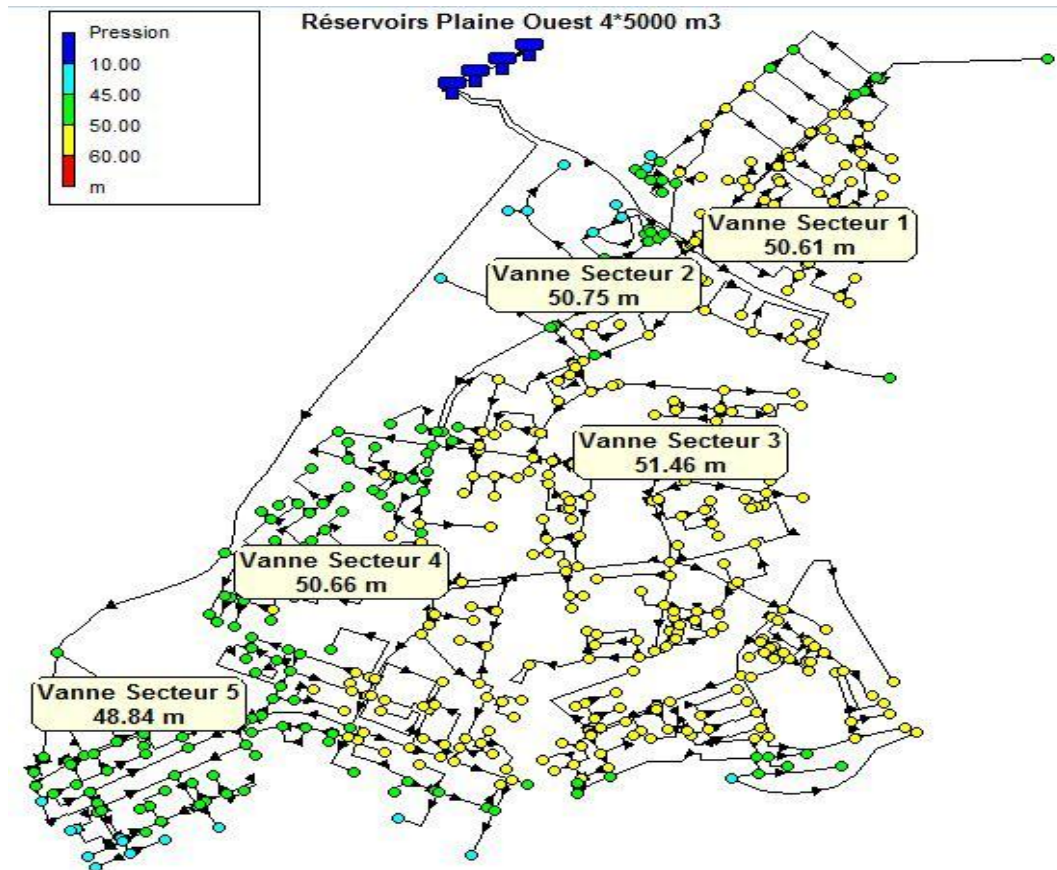


Figure IV. 9 : Répartition des pressions

Tous les noeuds ont une pression comprise entre 0.3 bars et 6 bars ce qui est conformes aux normes.

IV.7. Conclusion

Les potentialités du logiciel EPANET ont pu être vérifiées tout au long du travail même si cependant, certaines limites de calcul ont également été relevées.

L'efficacité du logiciel est permise par une connaissance quasi-parfaite des spécificités du terrain. Toute manipulation sur le logiciel doit se justifier sur le terrain. Plus cette cohérence sera respectée, plus le modèle utilisé sera précis. À défaut de dire que le modèle réalisé au cours de ce travail est parfait, on peut affirmer qu'il a été façonné en interprétant et vérifiant toutes les suppositions faites lors du calage.

Conclusion Générale

Le travail présenté a pour objectif l'élaboration d'une méthodologie pour le diagnostic des réseaux d'eau potable. Dans notre mémoire, on s'adresse spécifiquement aux acteurs du secteur de l'eau pour l'amélioration du mode de gestion.

Le contexte, la problématique et l'analyse de l'existant nous ont montré que le vieillissement des conduites peut se traduire par une augmentation des fuites dont les conséquences peuvent affecter le fonctionnement de tout le réseau. Il est alors nécessaire de diagnostiquer le réseau afin de proposer les actions à entreprendre pour le mettre à niveau et augmenter ainsi son rendement. Sur l'ensemble des méthodes recensées, certaines permettent de réaliser un diagnostic des réseaux d'eau dans le contexte Algérien. Néanmoins, leurs utilisations nécessitent :

- L'acquisition d'archive, en format papier et numérique.
- Une qualification du personnel de l'exploitant.

Ce constat nous à orienter vers la proposition d'une nouvelle méthodologie de diagnostic constituée de :

- Saisie des plans et données du système existant
- Diagnostic du réseau de distribution existant
- Diagnostic du système d'AEP existant
- Préparation d'un schéma directeur pour la réhabilitation et le recalibrage du réseau d'AEP.

Notre contribution ne répond peut être pas à toutes les configurations mais nous jugeons qu'elle peut être utilisée dans les cas où l'on dispose que de peu d'informations.

Références Bibliographiques

[1] **BLINDU I. (2004)**. *Outil d'aide au diagnostic du réseau d'eau potable pour la ville de Chisinau par analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques.*

[2] **BONNIN J. (1982)**. *Aide mémoire d'hydraulique urbaine. édition Eyrolles. France.*

[3] **EISENBEIS P. (2004)**. *Modélisation statistique de la prévision des défaillances sur les conduites d'eau potable. Thèse de doctorat de l'université Louis Pasteur. France.*

[4] **MERZOUK N. (2005)**. *Méthodologie de détection et de localisation des fuites dans un réseau d'eau potable dans les petites et les moyennes collectivités. Thèse de Doctorat de l'université d'Artois en collaboration avec l'école des mines de Douai. Franc .*

[5] **CECILE A., JEAN-MARC B., JEAN-LUC C. (2004)**. *Réhabilitation remplacement des réseaux d'eau potable en zone rurale. Document technique FNDAE. Hors série N- 10. Office international de l'eau SNIDE. France.*

[6] **DRE Annaba.**

[7] **ADE Annaba.**

[8] **Lewis A. Rossman (2000)**, « Epanet 2.0 Simulation hydraulique et qualité pour les réseaux d'eau sous pression », *Manuel, Direction Technique Département réseaux, comptage et investissement, Paris.*

[9] **Mémoire de Magistère : Approche Méthodologique pour le diagnostique des réseaux d'eau [Mr Tarfaya Chafai -2012-] Université Hadj Lakhdar –BATNASITES**

Site Internet

[10] www.cnrs.com

[11] <http://sinfotech.cemagref.fr/asp/index.asp>

[12] www.wikipedia.com