

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère De l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Ministère des Ressources en Eau  
Direction du Programme GIRE Algérois

Laboratoire de Recherche  
des Sciences de l'EAU

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE**

---

**Projet de fin d'études  
Diagnostic du réseau d'Alimentation en Eau Potable  
de la Ville de BOURKIKA  
Wilaya de Tipaza**

---

**Proposé par :**  
La Direction du Programme GIRE Algérois

**Dirigé par :**  
Dr Benmamar Saâdia  
M. Nebbache Nacer

**Réalisé par :**

M. Chehri Abdelali & M. Azegagh M<sup>ed</sup> Karim

**Promotion : juin 2012**

ENP 10, Avenue Hassen Badi, BP.186 EL HARRACH, ALGER

# Remerciements

---

Nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné la volonté et le courage pour réaliser ce travail.

Nous tenons à adresser nos plus vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de cette étude notamment Mlle. S. Benmamar et M. N.Nebbache

Nos remerciements vont également à tous ceux qui ont contribué à notre formation.

*Karim & Abdelali*

# Dédicace

---

Ce travail est dédié à nos parents qui nous ont accompagnés et soutenus tout au long de notre vie, et à tous ceux à qui nous comptons et comptent pour nous.

*Karim & Abdelali*

## ملخص

هذه الدراسة التي نقوم بها و التي تندرج تحت عنوان " تشخيص شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لمدينة بورقيقة" تدخل في إطار المشروع النموذجي للتسيير المتكامل للموارد المائية في الحوض الهيدروغرافي 02A. الهدف من هذه الدراسة هو توقع رد فعل الشبكة من خلال إنشاء نموذج رقمي لها و محاولة وضع خطة للتسيير و التدخل الكلمات المفتاحية : الشبكة, المحاكاة, الفحص, قنوات.

## Résumé

L'étude présente qui s'intitule « Diagnostic du réseau de distribution d'eau potable" dans le cadre du projet pilote de la gestion intégrée des ressources en eau dans le bassin hydrographique 02 A.

L'objectif de cette étude est de proposer, au vu des éléments techniques mis en évidence, une politique d'intervention pour une bonne gestion du patrimoine collectif, et cela après élaboration d'un modèle numérique via le logiciel EPANET.

Mots clés : Réseau, simulation, diagnostic, conduites.

## Abstract

The study entitled "Diagnosis of the distribution network of drinking water" in the pilot project of integrated water resources management in the watershed 02 A.

The objective of this study is to propose, in view of the technical elements highlighted, an intervention policy for the proper management of the collective heritage, and this after developing a numerical model using the EPANET software.

Key words : Network, simulation, diagnosis, conduits.

## SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE .....	1
-----------------------------	---

### CHAPITRE I

#### GENERALITES SUR LES RESEAUX D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

1. INTRODUCTION .....	3
2. L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE .....	3
3. CAPTAGE.....	4
4. ADDUCTION .....	4
4.1. Types d'adduction .....	4
4.2. Ouvrages de transport .....	5
5. RESERVOIR.....	6
5.1. Classification des réservoirs .....	6
5.2. Utilité des réservoirs.....	6
5.3. Prescriptions générales applicables aux réservoirs .....	9
6. RESEAU DE DISTRIBUTION.....	9
6.1. Réseau de distribution de haute qualité.....	9
6.2. Structure générale d'un réseau de distribution .....	10
6.3. Topologie des réseaux de distribution.....	11
7. CONCLUSION .....	13

### CHAPITRE II

#### DYSFONCTIONNEMENTS DES RESEAUX D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

1. VIEILLISSEMENT DES RESEAUX D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE .....	15
1.1. Qu'est ce qu'un vieillissement d'une conduite et comment se manifeste-t-il? .....	15
1.2. Défaillance des réseaux d'Alimentation en Eau Potable.....	15
2. CAUSES DE DYSFONCTIONNEMENT DES RESEAUX D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE .....	19
2.1. Causes d'ordre hydraulique .....	19
2.2. Causes liées à la qualité de l'eau distribuée.....	19
2.3. Causes liées à la canalisation elle-même .....	20
2.4. Causes liées au milieu environnant.....	20

3.	SYMPTOMES DE DYSFONCTIONNEMENT DES RESEAUX D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE .....	21
4.	DOMMAGES ENGENDRES PAR LA DETERIORATION DES CONDUITES.....	21
5.	PROTECTION DES CONDUITES.....	21
5.1.	Protection contre la corrosion .....	22
5.2.	Equipements de protection contre les surpressions, les dépressions et le coup de bélier.....	22
6.	Conclusion.....	24

### CHAPITRE III

#### ETAPES DE DIAGNOSTIC DES RESEAUX D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

1.	INTRODUCTION .....	27
2.	DIAGNOSTIC.....	27
2.1.	Définition .....	27
2.2.	Différentes formes de diagnostics.....	28
3.	OBJECTIFS ET INTERETS D'UNE ETUDE-DIAGNOSTIC D'UN RESEAU D'EAU POTABLE.....	28
4.	DEMARCHE GENERALE DE DIAGNOSTIC D'UN RESEAU.....	29
5.	ETAPES DE DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE .....	30
5.1.	Etape 1 : Audit du patrimoine .....	30
5.2.	Etape 2 : Sectorisation .....	32
5.3.	Etape 3 : Exploitation des informations .....	33
6.	CONCLUSION .....	36

### CHAPITRE IV

#### PRESENTATION DE LA VILLE DE BOURKIKA

1.	INTRODUCTION .....	38
2.	HISTORIQUE.....	38
3.	SITUATION GEOGRAPHIQUE ET RELIEF DE LA COMMUNE DE BOURKIKA.....	39
4.	SITUATION CLIMATOLOGIQUE ET SISMIQUE .....	41

4.1. Climatologie .....	41
4.2. Sismicité .....	41
5. RECENSEMENT D'INFRASTRUCTURES EXISTANTES DANS LA VILLE DE BOURKIKA .....	42
6. EVOLUTION DE LA POPULATION.....	42
6.1. Méthodes d'estimation de la population .....	42
6.2. Evolution de la population de Bourkika .....	43
7. CALCUL DES BESOINS EN EAU .....	45
7.1. Evaluation des débits .....	45
7.2. Calcul de la capacité du réservoir .....	48
8. CONCLUSION .....	51

## CHAPITRE V

### SIMULATION NUMERIQUE DU RESEAU DE BOURKIKA

1. PRESENTATION DES DIFFERENTS LOGICIELS.....	54
1.1. Porteau [ <i>Manuel Porteau, 2011</i> ] .....	54
1.2. Piccolo [ <i>Manuel Piccolo, 2006</i> ].....	56
1.3. Loop [ <i>Manuel Loop, 2004</i> ] .....	59
1.4. Epanet.....	59
2. PRESENTATION DU RESEAU DE BOURKIKA .....	64
2.1. Système de collecte et d'adduction existant .....	64
2.2. Ouvrages de stockages et de distribution .....	71
2.3. Réseau de distribution.....	72
3. ELABORATION DU MODELE NUMERIQUE DU RESEAU DE BOURKIKA .....	75
3.1. Tracé du réseau de Bourkika.....	75
3.2. Rugosité des conduites .....	76
3.3. Demandes aux nœuds.....	76
3.4. Variation journalière de la consommation .....	76
4. SIMULATION.....	77
4.1. Etat actuel avec ressource disponible .....	77
4.2. Etat actuel avec l'apport supplémentaire.....	82
4.3. Horizon future 2040 .....	85
CONCLUSION GENERALE .....	91
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	93

## Liste Des Figures

Figure I-1 : Eléments d'un réseau d'eau potable.....	4
Figure I-2 : Les canaux .....	5
Figure I-3 : Réservoir équipé en refoulement-distribution .....	8
Figure I-4 : Équipement d'un réservoir d'équilibre.....	8
Figure I-5 : Réseau ramifié.....	12
Figure I-6 : Réseau maillé.....	13
Figure I-7 : Réseau étagé.....	13
Figure II-1 : différents types de rupture des conduites d'eau potable .....	16
Figure II-2 : Causes de dysfonctionnement des réseaux d'AEP .....	20
Figure II-3 : Emplacement d'un réservoir anti-bélier .....	22
Figure II-4 : Abaque de Vibert.....	25
Figure III-1 : Démarche générale du diagnostic d'un réseau .....	30
Figure III-2 : Principe de la corrélation acoustique.....	35
Figure IV-1 : Carte de la zone d'étude .....	34
Figure IV-2 : Evolution de la population de la ville de Bourkika.....	44
Figure IV-3 : Coefficients de variation horaire de la consommation .....	48
Figure V-1: Répartition du linéaire de la conduite d'adduction par matériau .....	69
Figure V-2 : Système de collecte et d'adduction de la commune d'Ahmer El Ain et Bourkika.....	69
Figure V-3 : Inventaire des débits des différentes zones considérées .....	70
Figure V-5 : Schéma du réseau de distribution.....	73
Figure V-6 : Répartition du linéaire des conduites par matériau .....	74
Figure V-7 : Répartition du linéaire des conduites par diamètre et matériau .....	74
Figure V-8 : tracé du réseau de Bourkika .....	75
Figure V-9 : Histogramme de modulation pour une distribution H24 .....	77
Figure V-10 : Simulation d'état actuel 2012 .....	78
Figure V-11 : Balance en eau pour le système actuel (alimentation H24) .....	78
Figure V-12 : Débit actuel d'adduction de Bourkika .....	79
Figure V-13 : Evolution du niveau d'eau dans le réservoir .....	79
Figure V-14 : Evolution du niveau d'eau dans le réservoir pendant 720 h.....	79
Figure V-15 : Nœuds avec pression inférieure à 33m.....	80
Figure V-16 : Nœuds avec pression supérieure à 53m .....	80
Figure V-17 : Arcs avec vitesse inférieure à 0,5 m/s .....	81
Figure V-18 : Arcs avec vitesse inférieure à 0,3 m/s .....	81
Figure V-19 Balance en eau pour le système sans déficit .....	82
Figure V-20 : Simulation de l'état actuel avec apport suffisant.....	82
Figure V-21: Evolution du niveau d'eau dans le réservoir avec l'apport nécessaire .....	83
Figure V-22 : Nœuds avec pression inférieure à 34 m.....	83
Figure V-23 : Nœuds avec pression supérieure à 54m .....	83
Figure V-24 : Arcs avec vitesse inférieure à 0,3 m/s .....	84



Figure V-25 : Arcs avec vitesse supérieure à 0,5 m/s .....	84
Figure V-26 : Arcs avec vitesse inférieure à 1m/s.....	85
Figure V-27 : Balance en eau pour le système en 2040.....	86
Figure V-28 : Simulation à l'horizon 2040.....	86
Figure V-29 : Variation du niveau d'eau dans le réservoir R1000 .....	87
Figure V-30 : Variation du niveau d'eau dans le réservoir R800 .....	87
Figure V-31 : Nœuds avec pression inférieure à 30 m.....	88
Figure V-32 : Nœuds avec pression supérieure à 44,74 m .....	88
Figure V-33 : Arcs avec vitesse inférieure à 0,3 m .....	89
Figure V-34 : Arcs avec vitesse inférieure à 0,5 m/s .....	89
Figure V-35 : Arcs avec vitesse supérieure à 1 m/s .....	90

### Liste Des Photos

Photo II-1 : Corrosion de l'intérieur .....	17
Photo II-2 : Corrosion des conduites en fonte ductile .....	18
Photo II-3 : Formation de calcaire sur la paroi interne de la conduite.....	19
Photo IV-1 : Bourkika village de regroupement.....	38
Photo IV-2 : Bourkika en 1900.....	38
Photo V-1 : forage F3 BIS.....	66
Photo V-2 : Les équipements électriques du forage F3 BIS .....	67
Photo V-3 : Forage F4 NAFTAL 1.....	67
Photo V-4: Les équipements du Forage F5 NAFTAL 2.....	67
Photo V-5 : Station de pompage Brahim Ben Omar et le réservoir 2×500m <sup>3</sup> .....	68
Photo V-6 : Réservoir 1000 m <sup>3</sup> et sa station de pompage .....	71
Photo V-7 : Chambre de manœuvre du réservoir 1000 m <sup>3</sup> .....	72
Photo V-8 : Réservoir 300m <sup>3</sup> .....	72

### Liste Des Tableaux

Tableau I-1 : Matériaux et caractéristiques des conduites .....	11
Tableau IV-1 : La pluviométrie de Bourkika.....	41
Tableau IV-2 : La température de Bourkika.....	41
Tableau IV-3 : La population de la ville de Bourkika .....	43
Tableau IV-4 : Les différents taux d'accroissement de la ville de Bourkika .....	44
Tableau IV-5 : Evolution de la population de la ville de Bourkika.....	44
Tableau IV-6 : Calcul du débit moyen journalier .....	45
Tableau IV-7 : Variation des débits de consommation .....	46
Tableau IV-8 : Calcul du débit d'apport .....	47
Tableau IV-9 : Calcul du Débit d'adduction .....	47
Tableau IV-10 : Débit d'apport.....	49
Tableau IV-11 : Volume du réservoir aux différents horizons.....	51
Tableau IV-12 : Déficit d'adduction.....	51
Tableau V-1 : Caractéristiques des forages Mitidja Ouest.....	65
Tableau V-2 : Caractéristiques des conduites de refoulement des forages Mitidja Ouest .....	65
Tableau V-3 : Caractéristiques des forages de Bourkika.....	66
Tableau V-4 : Caractéristiques des conduites de refoulement des forages de Bourkika.....	66

Tableau V-5 : Caractéristiques des conduites de distribution .....	73
Tableau V-6 : Programme de distribution de la ville de Bourkika .....	75

# INTRODUCTION GENERALE

Proposée dans le cadre du programme GIRE Algérois créé en 2006 par le ministère des Ressources en Eau avec l'apport de la coopération Belge, la présente étude a pour but de diagnostiquer le réseau d'alimentation en eau potable.

Le programme précité consiste en la Gestion Intégrée des Ressources en Eau dans le bassin hydrographique côtier algérois 02A. Il a principalement pour fonction de gérer rationnellement et équitablement les ressources en eau algériennes dans une perspective de développement durable.

Le diagnostic des réseaux d'Alimentation en Eau Potable, objet de notre projet de fin d'études, constitue l'une des plus importantes étapes constituant l'étude citée précédemment.

Pour notre cas, nous nous proposons d'étudier le diagnostic du réseau d'Alimentation en Eau Potable de la ville de Bourkika.

Pour ce faire, nous allons procéder selon la méthodologie suivante :

Dans le premier chapitre, nous allons décrire les systèmes d'alimentation en eau potable en termes de connaissance.

Dans le deuxième chapitre nous allons essayer d'identifier les dysfonctionnements des réseaux d'Alimentation en Eau Potable en cherchant leurs causes et symptômes, puis des dommages engendrés, et essayer de proposer des moyens de protection.

Dans le troisième chapitre nous citerons l'objectif et les différentes sortes du diagnostic ainsi que les démarches à suivre pour effectuer un diagnostic.

Dans le quatrième chapitre nous présenterons la ville de Bourkika, puis nous estimerons la population à différents horizons. Et enfin nous calculerons les besoins en eau de la population.

Dans le cinquième et dernier chapitre, nous présenterons les différents logiciels permettant la construction des modèles numériques, puis nous ferons une simulation du comportement du réseau d'AEP de Bourkika.

# **Chapitre 1**

## **Généralités sur les réseaux d'Alimentation en Eau Potable**

# Chapitre I

## Généralités sur les réseaux d'Alimentation en Eau Potable

### 1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, nous allons présenter les systèmes d'alimentation en eau potable en termes de connaissance, et essentiellement de nature descriptive. Nous suivrons le cheminement de l'eau du milieu naturel jusqu'à l'abonné, en passant par les différentes étapes telles que le captage, l'adduction et la distribution.

### 2. L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Un système d'alimentation en eau potable est une infrastructure hydraulique qui transporte l'eau de la source aux consommateurs, il se compose d'éléments tels que conduites, vannes, pompes, réservoirs ...etc.

L'alimentation en eau potable répond à deux objectifs :

- La production d'une eau de qualité, à partir d'une eau brute qui nécessite généralement un traitement ;
- La distribution de l'eau produite, à travers un ensemble d'installations et de réseaux afin de répondre à la demande des consommateurs de manière satisfaisante (taux de service) [*Akdoğan*, 2005].

Nous distinguons plusieurs étapes dans le processus de production et d'acheminement de l'eau. La première est l'étape de Captage, qui consiste à recueillir les eaux souterraines ou de surfaces de la source. Avant d'être distribuée l'eau doit subir des traitements ce qui permet de transformer l'eau brute en eau potable. L'eau est ensuite acheminée vers les zones de stockage afin de réguler le débit dans le réseau et prévenir une pénurie d'eau en cas de défaillance ou forte demande. Enfin, l'eau est distribuée à travers le réseau d'Alimentation en Eau Potable aux usagers. La figure (I.1) présente les différents éléments constituant une alimentation en eau potable [*Dupont*, 1979], [*Harrouz*, 1995] et [*Haidar*, 2003].

Du point de vue technique, un réseau d'Alimentation en Eau Potable est séparé en deux grandes parties, les ouvrages d'adduction et ceux de distribution. Les premiers sont généralement de grandes dimensions (relativement aux seconds), les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels.

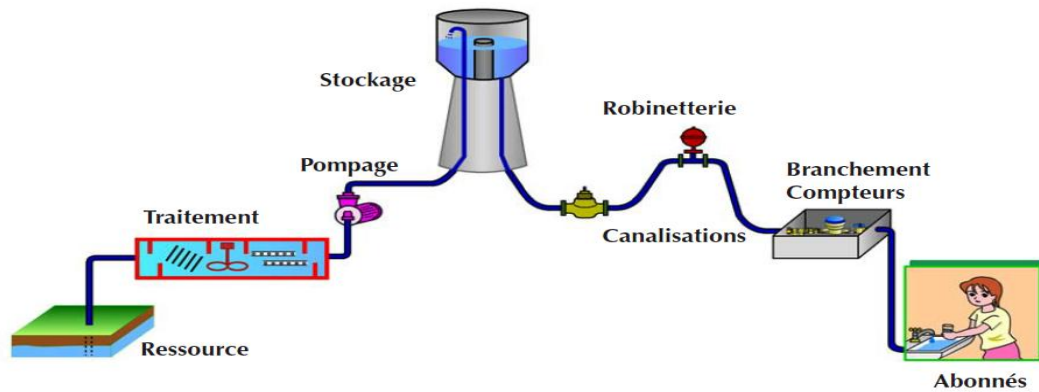


Figure I-1 : Eléments d'un réseau d'eau potable

Par contre, la distribution, sauf dans des zones rurales, se fait par des ouvrages maillés où le sens des écoulements est variable et où les débits sont très fluctuants en fonction des besoins des usagers qui diffèrent beaucoup au cours d'une même journée et suivant l'époque de l'année.

### 3. CAPTAGE

L'eau qui coule du robinet vient d'une rivière ou d'une nappe souterraine. Elle subit dans certains cas de nombreux traitements qui la rendent potable. Pour capter ces sources, on place des canalisations souterraines qui vont conduire l'eau vers un réservoir d'accumulation, donc un captage est un dispositif de prélèvement des eaux brutes de leur milieu naturel gravitairement ou par pompage.

- Soit à partir d'une source qui sort naturellement de terre (source naturelle ou puits artésien) ;
- Soit à partir d'un cours d'eau ou du réservoir d'un barrage ;
- Soit à partir d'une nappe d'eau souterraine ou aquifère.

### 4. ADDUCTION

On définit par adduction des eaux le transport des eaux brutes de la zone de captage jusqu'à proximité de la zone d'utilisation. Cette définition n'est pas absolue car les systèmes d'adduction peuvent parfois transporter de l'eau traitée.

Toutefois, dans la plupart des cas, lorsque les distances à parcourir sont assez longues, on se limite à transporter de l'eau brute.

#### 4.1. Types d'adduction

Il y a deux types d'adductions

L'adduction gravitaire qui s'effectue soit par un écoulement à surface libre (aqueduc) ou bien par un écoulement en charge (conduite forcée).

Dans le cas où le captage se trouve à un niveau plus bas que celui du réservoir de desserte l'adduction se fait par refoulement (pompage).

#### 4.2. Ouvrages de transport

L'adduction peut se faire par des conduites en charge, des canaux ouverts, ou par des tunnels ou galeries.

Le choix entre ces différents ouvrages est essentiellement économique, il s'agit de déterminer la configuration la plus rentable en tenant compte des éléments suivants :

- Topographie ;
- Charge hydraulique disponible ;
- Méthodes de construction ;
- Coût initial et d'exploitation ;
- Qualité de base de l'eau ;
- Contamination lors du transport. [Dupont, 1979]

##### 4.2.1. Canaux à surface libre (aqueduc)

Ils sont généralement de forme circulaire ou ovoïde (formes les plus adoptées) de type fermé ou l'écoulement se fait à surface (sans pression), grâce à la pente du terrain. On les utilise lorsque le débit véhiculé est important et la pente est faible. La vitesse d'écoulement varie entre 0,9 et 1,5 m/s.

Vu son diamètre important, un aqueduc ne doit pas être trop enterré, car il y a risque d'écrasement. L'aqueduc ne présente pas une bonne étanchéité et une résistance importante.

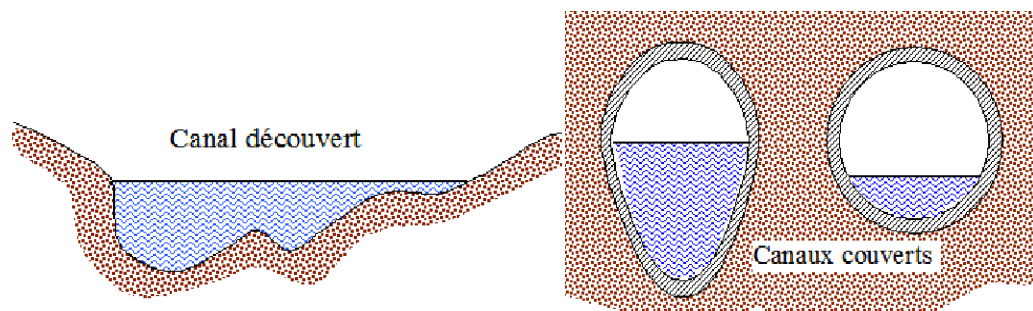


Figure I-2 : Les canaux [Laborde, 2007]

##### 4.2.2. Conduites

Elles servent à transporter l'eau sous pression. On les utilise généralement lorsque la topographie ne permet pas de faire des canaux et que les hauteurs de chutes sont élevées. Construites en béton précontraint, en PVC, en PEHD, en acier, en fonte ou en amiante ciment, elles sont soit enterrées soit posées sur le sol. L'installation des conduites nécessite l'utilisation d'un grand nombre d'équipements tels que :

- Vannes ;
- Clapets anti-retour ;
- Soupapes de purge (points hauts) ;
- Drains de vidange (points bas) ;
- Équipements contre les coups de bélier ;
- Joints d'étanchéité ;
- Trappes de visite ;
- Stations de pompage.

#### ***4.2.3. Tunnels***

Ils permettent la traversée de montages et de cours d'eau, ils peuvent fonctionner à surface libre ou en charge. Leur faisabilité est liée à la qualité du terrain.

### **5. RESERVOIR**

Un réservoir est un ouvrage qui permet d'emmagasinier l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restitue lorsque la consommation devient supérieure à la production.

#### **5.1. Classification des réservoirs**

##### ***5.1.1. D'après la nature des matériaux***

On distingue :

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonnerie ;
- Les réservoirs en béton armé.

##### ***5.1.2. D'après la situation des lieux***

Ils peuvent être :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

#### **5.2. Utilité des réservoirs**

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation.

En milieu rural ou pour des villes de petite importance, avec une installation correctement conçue, la capacité du ou des réservoirs oscille aux alentours du volume moyen journalier d'eau consommée.

Mais avec l'augmentation du nombre de consommateurs, le rapport entre la capacité et le volume moyen journalier diminue notablement.



Ils permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- Panne électrique ;
- Remplacement d'une pompe ;
- Accident sur la conduite de refoulement.

Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

Les réservoirs, à partir d'une certaine capacité, comportent deux compartiments pour faciliter leur nettoyage (minimum une fois par an) et des réparations.

Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle par un dispositif spécial, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint. Cette réserve correspond à 120 m<sup>3</sup> au moins, utilisables en 2 heures.

Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer une pression correcte en tout point du réseau et à tout moment.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière [**Godart**, T.I C 5 195].

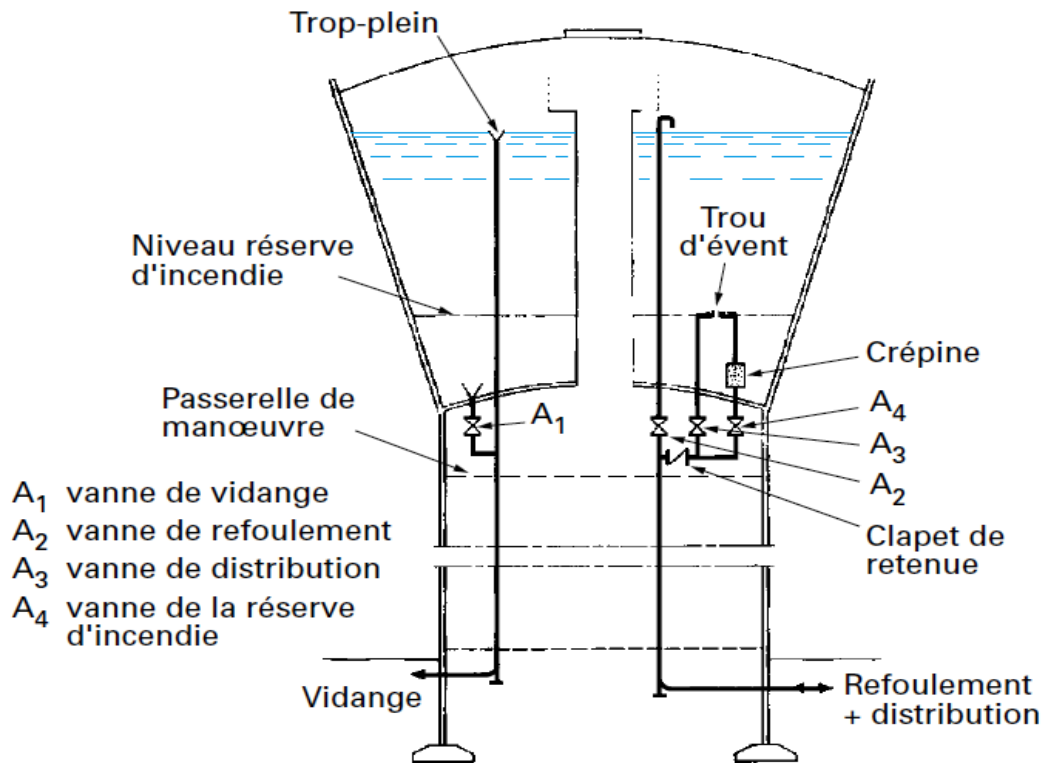


Figure I-3 : Réservoir équipé en refoulement-distribution [Godart, T.I C 5 195]

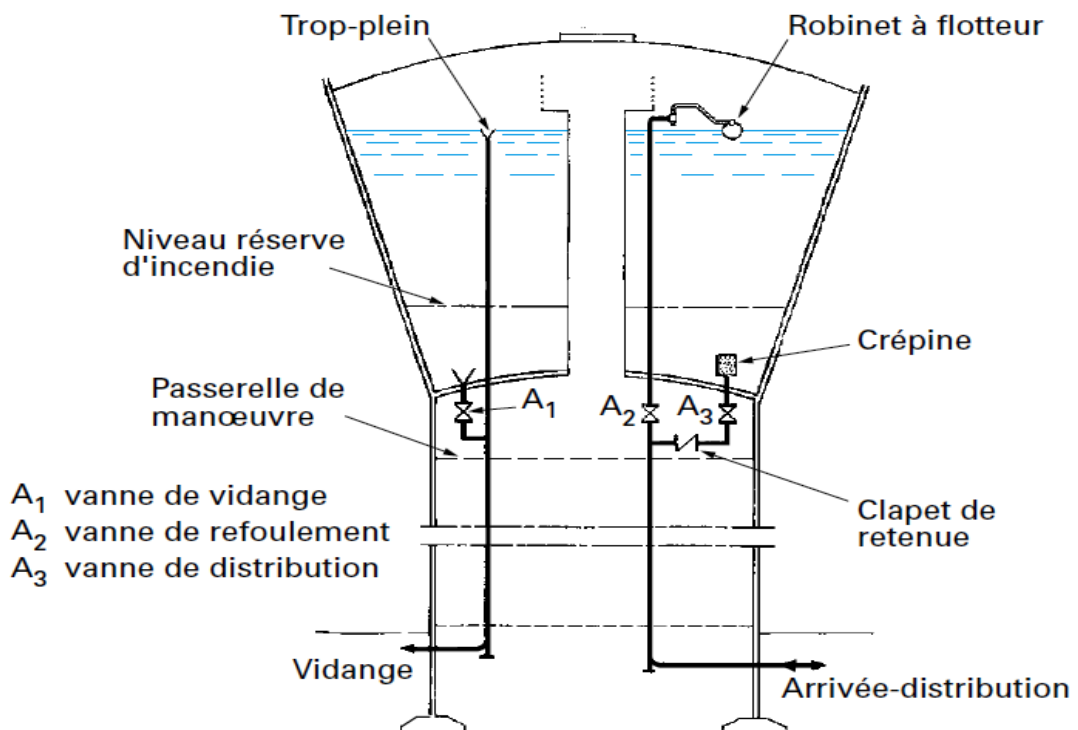


Figure I-4 : Équipement d'un réservoir d'équilibre [Godart, T.I C 5 195]

### 5.3. Prescriptions générales applicables aux réservoirs

Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température.

Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.

On doit installer un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.

Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.

Des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service [*Godart*, T.I C 5 195].

## 6. RESEAU DE DISTRIBUTION

Le réseau de distribution est le dernier obstacle avant la livraison de l'eau au robinet du consommateur. Même si l'eau qui quitte la station de traitement est de la plus haute qualité qui soit, cette qualité peut se détériorer gravement si des mesures de précaution ne sont pas prises. Dans des cas extrêmes, il peut même y avoir contamination dangereuse.

### 6.1. Réseau de distribution de haute qualité

Un réseau de distribution de haute qualité est un réseau qui est fiable et assure un approvisionnement continu en eau potable, à une pression appropriée. Des réservoirs équilibrent la pression et permettent de répondre aux pointes de consommation, d'assurer la protection contre les incendies et les autres urgences, sans causer de rétention indue de l'eau. Des conduites principales en boucle empêchent l'eau de stagner et réduisent au minimum les inconvénients pour les clients pendant les réparations. La qualité de l'eau diminue quand le temps de séjour dans le réseau augmente et que la vitesse à laquelle cette qualité diminue dépend en partie des caractéristiques du réseau de distribution, un réseau de grande qualité a le moins possible de conduites en impasse et assure un débit et un renouvellement adéquats de l'eau [*GNCIMD*, 2002].

Donc un réseau de distribution de haute qualité est celui qui garantit les paramètres suivant :

### **6.1.1. La qualité**

Les objectifs doivent bien sûr être les mêmes dans tous les services, assurer en permanence au consommateur une eau qui ne doit pas nuire à sa santé et qui doit être conforme à la réglementation sanitaire [*Celerier et al*, 2003] et [*OIEau*, 2005].

### **6.1.2. La quantité**

L'utilisateur doit disposer d'une quantité d'eau suffisante pour couvrir ses besoins, dans un souci permanent de maîtrise de la consommation et de lutte contre le gaspillage. [*Arnoux*, 1998]

### **6.1.3. La continuité du service**

Le service de distribution doit être assuré 24 heures sur 24 avec le minimum d'interruptions [*Andreou*, 1986], [*Brémond et Berthin*, 2001] et [*Cuaz et al*, 2005].

### **6.1.4. Répartition de la pression**

La pression doit être admissible selon les normes requises [*Wagner et al*, 1988], [*Kremer*, 1990] et [*Ostfeld*, 2001].

L'atteinte de ces objectifs doit impérativement respecter deux contraintes majeures :

- La préservation de la ressource ;
- Le coût raisonnable du service de distribution tant pour l'utilisateur que pour la collectivité [*Roy*, 1985], [*AWWA*, 1998] et [*Ajuste et al*, 2004].

## **6.2. Structure générale d'un réseau de distribution**

La structure du réseau d'Alimentation en Eau Potable dépend de la localisation des abonnés, de leur importance et du niveau de demande à assurer. La structure traduit les dimensions des conduites, la capacité des réservoirs, le nombre de pompes et la puissance fournie. Elle tient compte d'éléments géographiques tels que : la dispersion des abonnés, la présence d'obstacles naturels, la présence de routes, chemin de fer, jardins, d'autres réseaux enterrés. Tous ces éléments vont permettre au service de l'eau de définir des caractéristiques propres à chaque composant du réseau afin d'assurer son bon fonctionnement.

### **6.2.1. Conduites**

Les conduites permettent l'acheminement de l'eau d'un point du réseau à un autre. En fonction de la situation urbaine et de l'importance du quartier nous distinguons trois types de conduites :

#### ***i. Conduites principales (les artères)***

Les artères, représentent les conduites qui partent du réservoir soit de la station de pompage (SP) afin de distribuer l'eau dans tous les points du réseau par le plus court chemin.

Les artères doivent être posées de telle façon qu'elles puissent alimenter le secteur et disposer, si c'est possible, de diamètres économiques et d'obtenir des pressions uniformément distribuées.

### *ii. Conduites secondaires (conduites de service)*

Le diamètre varie entre 250 – 150 mm, elles sont alimentées par les artères et distribuent l'eau vers les branchements.

### *iii. Conduites de distribution principales (Les branchements)*

C'est la partie de l'installation située entre les conduites de service et le compteur ou robinet vanne d'arrêt lorsque le branchement ne comporte pas de compteur (service incendie notamment). Le diamètre du branchement est déterminé en fonction des débits de pointe et des consommations journalières.

Une autre distinction peut être effectuée en se basant sur la nature du matériau constituant la conduite dont ils présentent des caractéristiques physiques et mécaniques distinctes.

Le tableau suivant présente certains types de conduite :

*Tableau I-1 : Matériaux et caractéristiques des conduites*

<i>Matériau</i>	<i>Résistance mécanique</i>	<i>Résistance à la corrosion</i>
Béton	importante	importante
Fibres ciment	Interdit comporte de l'amiante	
Matières Plastiques ( <i>PVC, PEHD, PRV</i> )	faible	importante
Acier	importante	faible
Fonte grise	faible	importante
Fonte ductile	importante	Importante

### **6.2.2. Point de livraison**

Le point de livraison est l'emplacement où est délivrée l'eau potable à l'abonné, il est situé au raccord aval du compteur.

### **6.3. Topologie des réseaux de distribution**

La topologie du réseau est la représentation schématique de ses différents éléments constitutifs, et de leurs liaisons. La disposition des nœuds et des conduites dépend de la localisation des abonnés, présence de routes, obstacles naturels, présence d'autres réseaux. En termes de topologie, nous distinguons :

### **6.3.1. Les réseaux ramifiés**

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du réservoir d'alimentation assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés. Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture (figure I-5).

Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.

### **6.3.2. Les réseaux maillés**

Comportant un certain nombre d'antennes en boucle et pouvant assurer la distribution en eau, cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain où il existe une concentration des abonnés. La présence de boucle ou de maille réduit les risques de coupure en cas de rupture de conduites, car assurant une redondance dans l'acheminement de l'eau et limitant l'impact d'une rupture sur la desserte en eau (figure I-6).

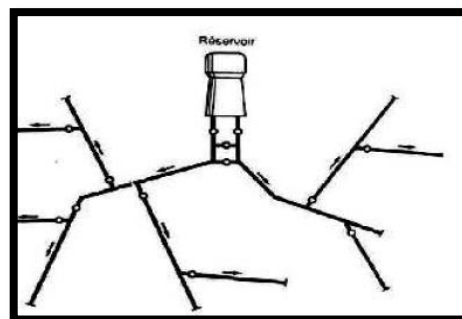
Dans la réalité les deux configurations coexistent dans un même réseau.

En milieu rural, le réseau sera formé par plus d'antenne et ramifications, alors qu'en milieu urbain, on constatera plus de mailles.

### **6.3.3. Réseaux étagés**

Lorsque le secteur à alimenter s'étend sur une dénivellation trop importante, l'alimentation à partir d'un seul réservoir peut être à l'origine de pressions trop élevées en bas du réseau. Des réservoirs intermédiaires doivent alors être intercalés, ce qui permet de diviser le réseau en sous-réseaux d'une dénivellation satisfaisante. Ces réservoirs peuvent être alimentés par la même source, avoir leur propre alimentation, ou même être reliés entre eux.

Le réseau étagé peut, en effet, être maillé ou ramifié.



*Figure I-5 : Réseau ramifié*

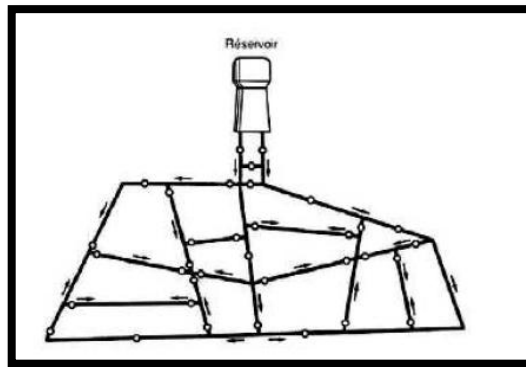


Figure I-6 : Réseau maillé

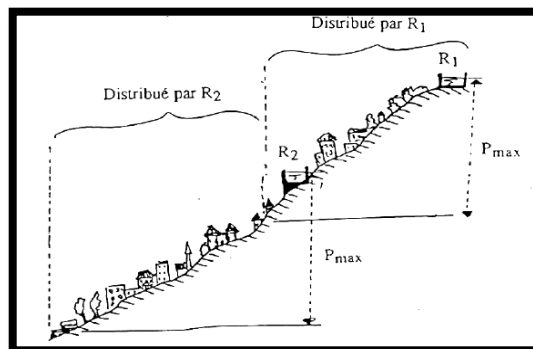


Figure I-7 : Réseau étagé

## 7. CONCLUSION

Le système d'infrastructure d'eau potable représente un investissement de capitaux importants, le maître d'ouvrage doit s'assurer d'obtenir le meilleur rendement possible sur son investissement, en termes d'économie et de qualité de l'eau.

Dans ce chapitre nous avons présenté, d'une manière générale le réseau d'alimentation en eau potable. La prochaine étape de notre travail sera une description des causes de dysfonctionnement, des méthodes de protection, et des différentes étapes de diagnostic d'un réseau d'eau potable.

## **Chapitre II**

### **Dysfonctionnements des réseaux d'Alimentation en Eau Potable**



## Chapitre II

### Dysfonctionnements des réseaux d’Alimentation en Eau Potable

Dans ce chapitre nous allons présenter les diverses menaces qui pèsent sur l’intégrité des réseaux de distribution et leurs différentes causes, dans l’espoir de bien comprendre l’état du réseau à étudier.

#### 1. VIEILLISSEMENT DES RESEAUX D’ALIMENTATION EN EAU POTABLE

##### 1.1. Qu’est ce qu’un vieillissement d’une conduite et comment se manifeste-t-il?

Le vieillissement d’une conduite correspond à sa dégradation dans le temps, qui se manifeste par l’observation de certains dommages, ou par un mauvais fonctionnement hydraulique du réseau.

##### 1.2. Défaillance des réseaux d’Alimentation en Eau Potable

C’est l’incapacité à livrer de façon fiable et à une pression minimale un volume adéquat d’eau dont la qualité satisfait aux recommandations pour la qualité de l’eau potable.

Cette défaillance est le résultat d’une dégradation des conduites qui se traduit par :

###### ***1.2.1. Les fuites***

Ce sont tous les événements entraînant une réparation sur les conduites, on distingue :

###### ***i. Fuites diffuses***

Elles sont caractérisées, soit par une fragilisation du tuyau dues à la corrosion, soit par un mauvais état des joints qui deviennent alors poreux. Une forte augmentation de leur nombre peut avoir une incidence directe sur le réseau et diminuer le rendement.

###### ***ii. Fuites apparentes***

Ces fuites sont celles qui entraînent automatiquement une intervention sur le réseau. Elles sont mises en évidence parce qu’elles entraînent une inondation importante sur la chaussée. [Werey, 2000] et [O’Day et al, 1989]

### **1.2.2. Ruptures sur conduites**

La rupture est une défaillance mécanique ou structurale d'une conduite de distribution d'eau, elle est due à l'action combinée de la corrosion sur la conduite et des mouvements de sol (vibrations, séismes, travaux divers). Habituellement une rupture est plus conséquente qu'une fuite. [*Blindu, 2004*]

#### ***Défaillance structurale***

Selon (*Eisenbeis, 1994*), une défaillance structurale est une rupture ou une fuite apparente nécessitant une intervention sur le réseau, soit sur le tuyau, soit sur le joint.

Les conduites de distribution se rompent habituellement lorsque l'étendue de la corrosion (ou de la dégradation) est suffisante pour empêcher la conduite de résister aux contraintes qu'elle subit. Voici une illustration des types de ruptures les plus courantes dans le cas des conduites de distribution

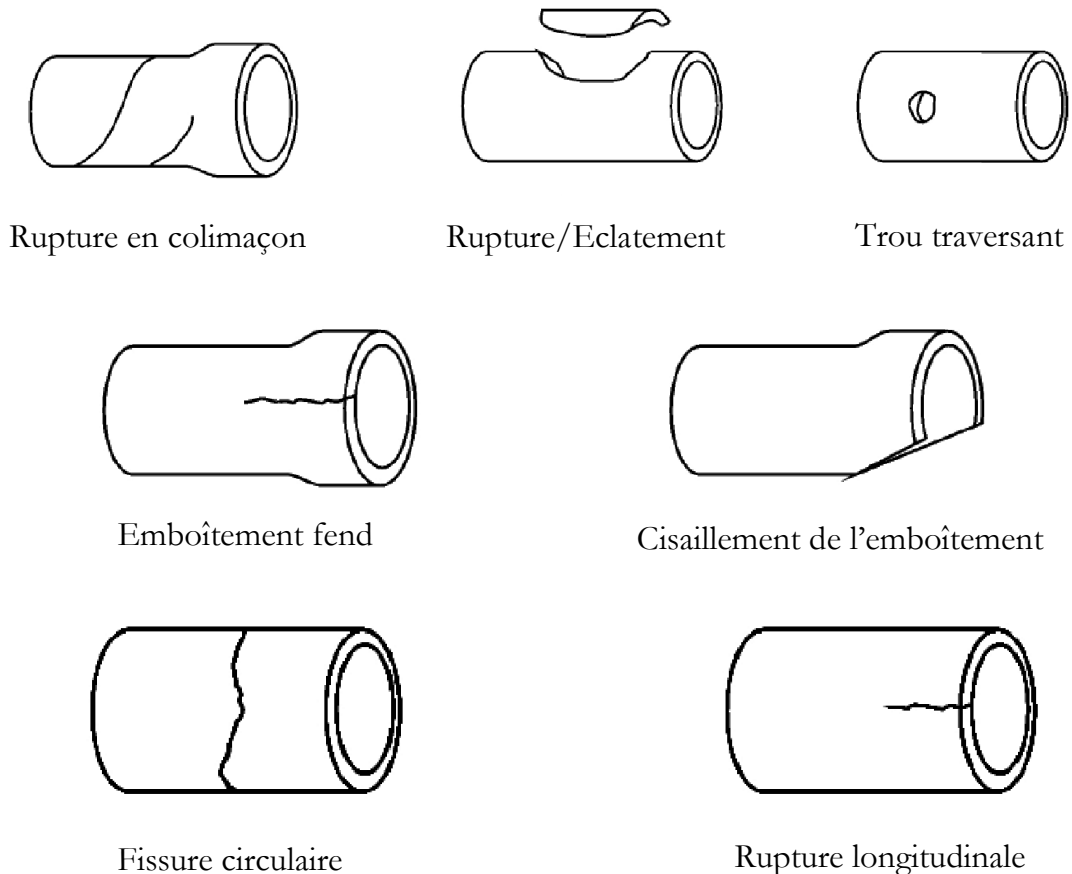


Figure II-2 : différents types de rupture des conduites d'eau potable [*Blindu, 2004*]

### ***1.2.3. Corrosion***

En Algérie, la plupart des conduites sont en fonte (ordinaire ou ductile), ou en acier. Par conséquent, la corrosion est le problème le plus courant dans les systèmes de distribution.

En plus d'affaiblir les parois des conduites, la corrosion a un impact direct sur les caractéristiques mécaniques des conduites, elle augmente leurs risques de rupture, elle augmente aussi considérablement les pertes de charge en augmentant la rugosité, on peut distinguer deux type de corrosion [**OIEau**, 2005].

#### ***i. 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 [**Malandain**, 1999].

La corrosion interne est régie par de nombreux facteurs :

- 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. [**Hammer et al**, 1977]



*Photo II-1 : Corrosion de l'intérieur* [**Bradosche**, 2011]

#### ***ii. Corrosion externe***

La corrosion extérieure des conduites métalliques enterrées est généralement la conséquence d'un processus électrochimique, le sol jouant le rôle d'un électrolyte, particulièrement quand il est humide. On peut distinguer l'auto-corrosion et la corrosion électrolytique.

#### ***Auto-corrosion***

On lui rattache les corrosions spontanées telles que :

- La cytolysse ou corrosion électrochimique localisée, limitée à la surface du métal par l'étendue du terrain agressif, et due au mauvais isolement de la conduite

- La géolyse ou corrosion électrochimique étendue, due à la formation d'une pile géologique par la mise en contact du métal avec deux zones de terrains différentes.

### ***iii. Corrosion électrolytique***

Ensemble des corrosions dues à des effets électriques extérieurs, désignés souvent sous le nom de courants vagabonds, particulièrement nombreux dans les régions industrielles (nombreuses terres) et à proximité de lignes de tramways et de chemins de fer électriques. [**Godart**, T.I C 5 195]

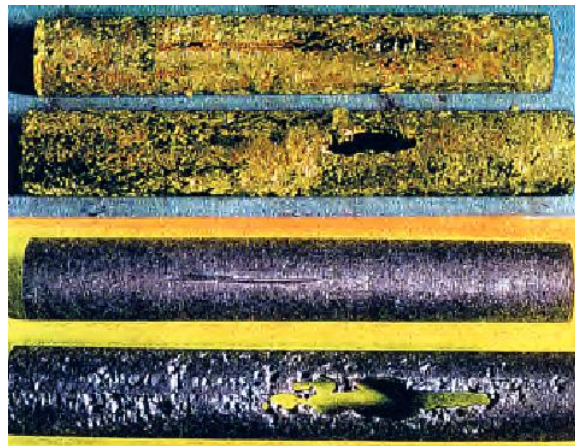


Photo II-2: Corrosion des conduites en fonte ductile [**Bradosche**, 2011]

#### **1.2.4. Impact de la corrosion sur la qualité de l'eau**

Les effets de corrosions peuvent être désastreux, la corrosion peut faciliter le développement de gros tubercules (ensembles de matières pouvant comprendre du tartre, des algues et des bactéries) dans les conduites, ce qui réduit le débit et la pression de l'eau, allonge le temps de séjour de l'eau dans les conduites et favorise la corrosion. Par ailleurs, la qualité « esthétique » de l'eau peut être réduite à cause du dégagement, dans l'eau, de sous-produits solubles ou particuliers de la corrosion.

#### **1.2.5. Phénomène d'entartrage**

Le tartre est habituellement composé de précipités de carbonates qui s'accumulent sur les parois des conduites. La formation de ces dépôts calcaires a des répercussions internes sur la qualité de l'eau et sur son écoulement par réduction de la section utile de la conduite [**Werey et al**, 2006].



*Photo II-3 : Formation de calcaire sur la paroi interne de la conduite*

L'entartrage calcaire dans les conduites non revêtues intérieurement et aussi l'apparition de protubérances dues à des produits de corrosion ( $\text{Fe}(\text{OH})^{2(3)}$ ,  $\text{FeS}$ ) [Blindu, 2004] engendrent l'augmentation du coefficient de rugosité et même une diminution des diamètres intérieurs des conduites qui causent la diminution de la capacité de transport, cela est observé par une augmentation des pertes de charge sans qu'il y ait une augmentation de la consommation.

## **2. CAUSES DE DYSFONCTIONNEMENT DES RESEAUX D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

Qu'elles soient posées en terre, ce qui est le cas général, ou en galeries, les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celles de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

### **2.1. Causes d'ordre hydraulique**

Les causes hydrauliques sont :

- La dépression qui se traduit par une chute brutale de pression dans le réseau, elle peut donner lieu à un retour d'eau, ce qui provoque l'aspiration de polluants dans l'eau ;
- La contre pression qui est une augmentation brusque de la pression qui peut causer une détérioration dans le réseau. [Harrouz, 1995] ;
- Le coup de bélier qui se produit lors d'un passage rapide entre deux régimes « permanents » dans une installation hydraulique, il s'accompagne d'une importante et soudaine variation de pression, ce phénomène est occasionné par l'arrêt brutal d'une pompe, la fermeture rapide d'une vanne, ...etc.

[Dupont, 1979].

### **2.2. Causes liées à la qualité de l'eau distribuée**

La nature de l'eau est un facteur très important de corrosion interne de la canalisation et de l'entartrage, des interactions eau-conduite peuvent se traduire simultanément par

une dégradation de la qualité de l'eau et aussi par une dégradation de l'état intérieur des conduites. [*Blindu*, 2004]

### 2.3. Causes liées à la canalisation elle-même

Tout type de canalisation d'eau potable doit être conforme à certaines spécifications techniques, assurant une durabilité suffisante.

Cependant les différents types de canalisations ont chacun des caractéristiques propres, qui peuvent faciliter certains types de défaillances.

Les causes liées à la canalisation sont soit dues à leur diamètre ou bien à leur matériau de fabrication, elles se présentent par :

- Un mauvais choix initial du matériau ou du diamètre (surdimensionnement ou sous dimensionnement) ;
- Une mauvaise qualité du matériau : défaut du revêtement ou défaut de structure (fissuration, ovalisation, graphitisation...) ;
- Des joints des tuyaux défectueux ou inadaptés ;
- Des défauts de pose. [*Elodie*, 2009] et [*Blindu*, 2004]

### 2.4. Causes liées au milieu environnant

Elles sont :

- Les caractéristiques mécaniques médiocres des terrains (charges transmises aux canalisations) [*OIEau*, 2005] ;
- La présence de nappes phréatiques ;
- La pose ou remplacement d'autres réseaux et travaux de voirie (mouvements et déstabilisation des sols) ; [*Eisenbeis*, 1994]
- L'agressivité naturelle des terrains ou des remblais (phénomènes de corrosion externe).

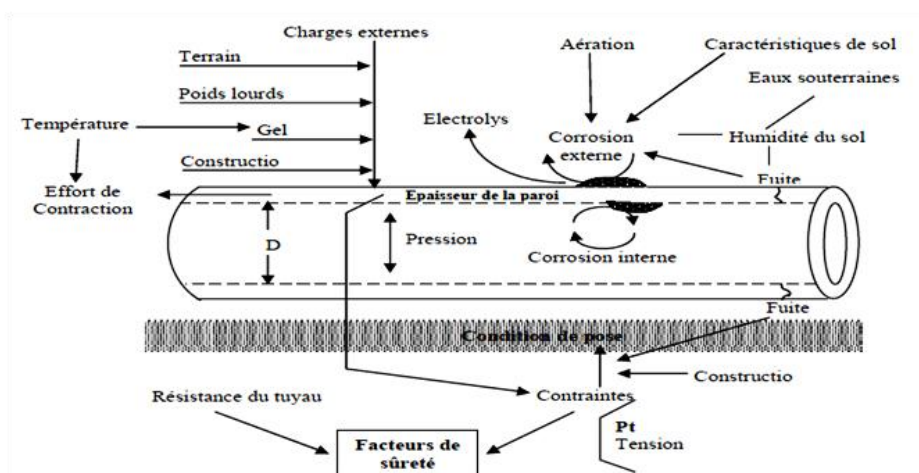


Figure II-2 : Causes de dysfonctionnement des réseaux d'AEP [O'Day et al, 1989]

### **3. SYMPTOMES DE DYSFONCTIONNEMENT DES RESEAUX D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

L'existence d'un ou de plusieurs des phénomènes suivants indique que le réseau de distribution d'eau est détérioré :

- Une détérioration de la qualité de l'eau en raison de la corrosion interne des éléments constituants métalliques sans revêtement, de la formation d'un film biologique ou de mauvaises pratiques d'entretien ; [*Besner et al*, 2001]
- Une réduction de la capacité hydraulique en raison de la corrosion interne (C'est-à-dire de la tuberculisation) des éléments constituants métalliques sans revêtement ou des précipitations de carbonate de calcium ;
- Un débit de fuite élevé en raison de trous produits par la corrosion dans les tuyaux ou de la détérioration des joints ;
- Des ruptures fréquentes causées par la corrosion, la dégradation du matériau, de mauvaises pratiques de mise en place, des défauts de fabrication ou des conditions d'exploitation. [*GNCIMD*, 2002]

### **4. DOMMAGES ENGENDRES PAR LA DETERIORATION DES CONDUITES**

Ils sont liés au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau ou autre pendant laquelle les abonnés sont éventuellement privés d'eau ou subissent une chute de pression.

Ces dommages se traduisent par :

- 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 ;
- Détérioration de la qualité de l'eau.

### **5. PROTECTION DES CONDUITES**

La bonne conservation des conduites dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées. Ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fer, fonte, acier, ...etc. Ainsi que pour les conduites en béton armé, dans la constitution desquelles il entre des matériaux ferreux.

Les conduites peuvent aussi être soumises fonctionnellement à des surpressions accidentelles auxquelles elles doivent résister soit intrinsèquement par leur résistance propre, soit par des moyens de protection appropriés.

## 5.1. Protection contre la corrosion

On doit protéger les canalisations menacées par l'un ou l'autre des deux procédés suivants, qui peuvent d'ailleurs être employés simultanément.

### 5.1.1. Isolement du métal de l'électrolyte

Par emploi d'un revêtement isolant efficace qui convient particulièrement en terrain très sec et de très forte résistivité.

### 5.1.2. Protection cathodique de la conduite

Elle consiste à rendre le métal constituant cette dernière passif ou autrement dit cathodique par rapport à une anode artificielle (rail électrifié, par exemple) ou naturelle (blocs de magnésium). Cette méthode implique l'utilisation d'une source de courant auxiliaire, d'origine galvanique (anodes réactives de magnésium) ou d'origine industrielle (protection électrique).

## 5.2. Equipements de protection contre les surpressions, les dépressions et le coup de bélier

### 5.2.1. Réservoir à air

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, placé dans les conditions de la figure (II-2).

Quand la conduite de longueur  $L$  et de section constante  $S$  est à caractéristique unique (caractères hydrauliques et mécaniques identiques sur toute sa longueur), le volume d'air  $W_0$  nécessaire est donné par la formule simple :

$$W_0 = \left( \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0} \right) F \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$$

Avec

- $W = S.L$  volume de la conduite à protéger ;
- $Z_0 = y_0 + y_a$  Pression absolue au refoulement, exprimée en mètres d'eau ;
- $F = \left( \frac{Z}{Z_0} \right) = \frac{1}{f \left( \frac{Z}{Z_0} \right)}$  ;
- $f \left( \frac{Z}{Z_0} \right) = \left( \frac{Z}{Z_0} \right) - \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) - 1$  ;
- $Z = Z_{\max}$  pression absolue à ne pas dépasser, exprimée en mètres d'eau ;

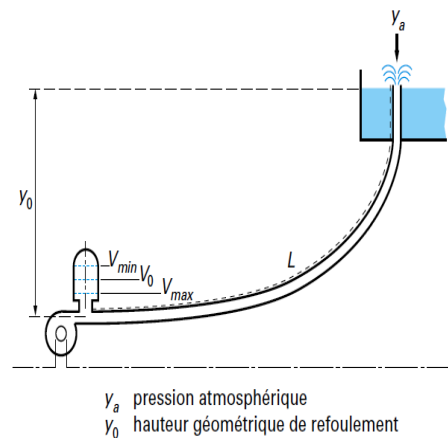


Figure II-3: Emplacement d'un réservoir anti-bélier



Où  $Z = Z_{\min}$  pression absolue minimale au-dessous de laquelle on ne veut pas descendre ;

M. Sliosberg a donné les valeurs de  $f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$ .

Pour l'application de cette formule, A. Vibert pose :  $\tau \frac{W_0}{W} = \tau$  et  $\zeta = \frac{V_0^2}{2g} \frac{1}{Z_0}$

Il vient alors :  $\tau = \zeta F\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$

Cette expression donne le volume d'air nécessaire par unité de volume de la conduite

Connaissant  $W_0$ , on déduit  $W_{0\max}$  et  $W_{0\min}$  des relations :

$$W_{0\max} = W_0 \left(\frac{Z_0}{Z_{\min}}\right) \quad \text{Et} \quad W_{0\min} = W_0 \left(\frac{Z_0}{Z_{\max}}\right);$$

L'abaque de Vibert pour le calcul des cloches à air de protection contre les coups de bélier permet la détermination graphique de  $\tau$  en partant des valeurs de  $\zeta$ ,  $Z_{\min}/Z_0$  ou  $Z_{\max}/Z_0$ .

### **5.2.2. Cheminée d'équilibre**

Les cheminées d'équilibre sont des dispositifs assez simples qui permettent de transformer les surpressions et les dépressions en variation de hauteur de colonne d'eau, dans les cas de refoulement sur des dénivellations importantes, l'utilisation de cheminées d'équilibre devient impraticable puisque leurs hauteurs seraient trop grandes. Cependant, elle peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, son niveau d'entretien étant réduit.

### **5.2.3. Soupape anti-bélier**

Les soupapes anti-bélier sont des équipements mécaniques qui ont pour rôle d'éliminer localement les pressions supérieures à une valeur donnée. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort dont la pression est fixée à une valeur égale ou légèrement supérieure à la pression maximale. L'ouverture de la soupape laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

Cet équipement est inefficace pour protéger les conduites contre les dépressions et les cavitations.

### **5.2.4. Les ventouses**

Elles se trouvent en général sur les points hauts, il faut bien distinguer les ventouses permettant l'évacuation d'air de celles permettant également l'entrée d'air pour une lutte contre les pressions relatives négatives mais qui ne peuvent fonctionner que de manière exceptionnelle pour les réseaux d'eau potable.

### ***5.2.5. Volant d'inertie***

Calé sur l'arbre du moteur, lors de l'arrêt de ce dernier, le volant d'inertie aura emmagasiné de l'énergie qu'il restituera afin de permettre l'allongement du temps d'arrêt de la pompe. Donc il permet de diminuer l'intensité du coup de bélier.

#### ***Remarque***

La protection des conduites gravitaires contre le coup de bélier est basée sur la vitesse de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'Allievi :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}}$$

C : célérité d'onde (m/s) ; D : diamètre de la conduite (mm) ; e : épaisseur de la conduite (mm) et k : Coefficient d'élasticité de l'eau.

## **6. Conclusion**

Dans ce chapitre qui a traité l'important du diagnostic, nous avons présenté les défaillances et causes de dysfonctionnement des réseaux d'AEP, puis des dommages provoqués par la détérioration des canalisations, et pour finir nous avons cité les moyens de lutte et de protection contre la corrosion et le phénomène du coup de bélier.

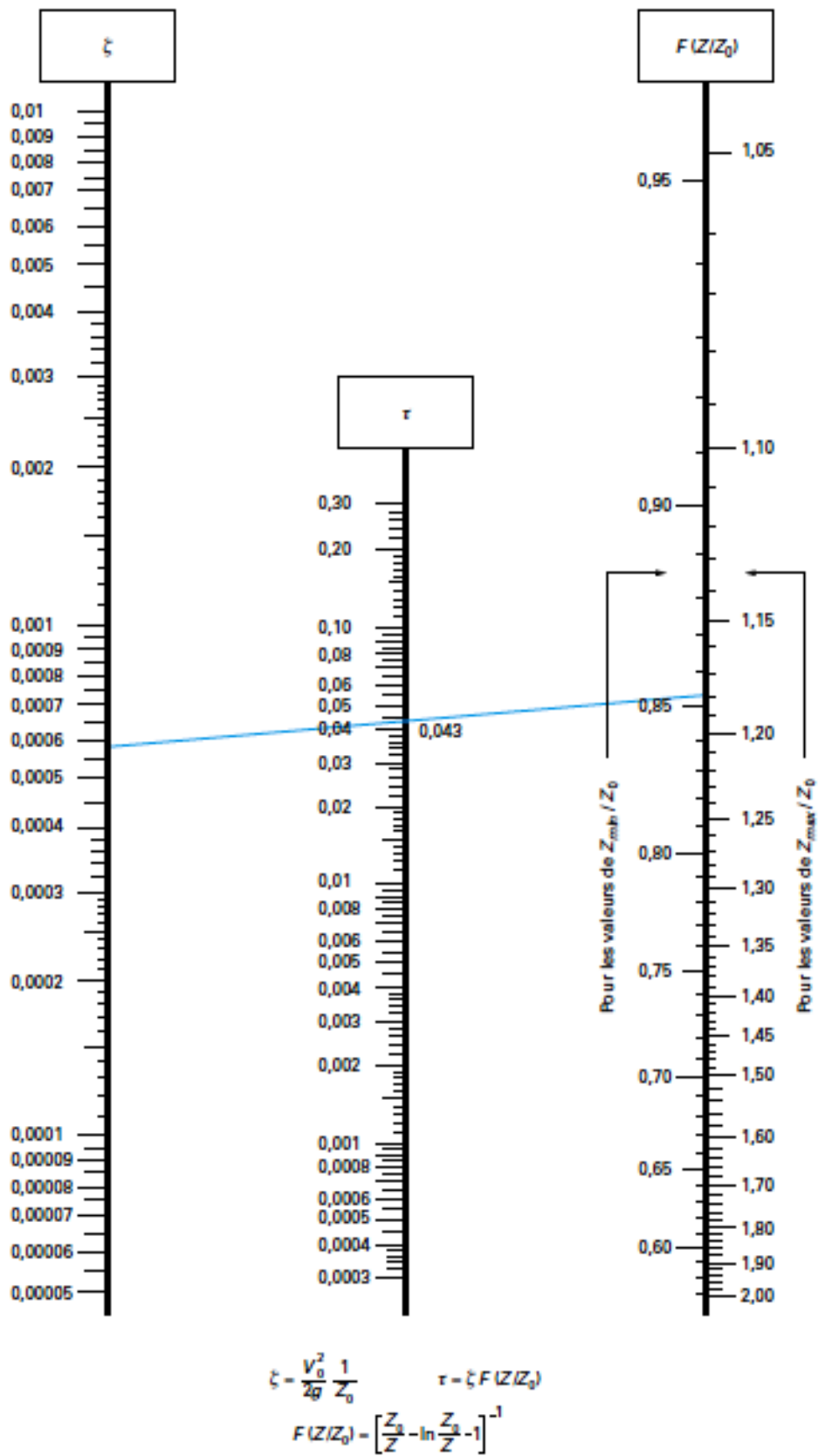


Figure II-4 : Abaque de Vibert

Pour le calcul des cloches à air de protection contre les coups de bélièr

## **Chapitre III**

### **Etapes de diagnostic des réseaux d'Alimentation en Eau Potable**

## Chapitre III

# Etapes de diagnostic des réseaux d'Alimentation en Eau Potable

## 1. INTRODUCTION

Lorsque des difficultés de gestion, de fonctionnement, ou des problèmes de qualité d'eau se posent à une collectivité en charge de l'alimentation en eau potable, il est fortement conseillé d'engager une étude couramment appelée "Diagnostic". C'est alors l'occasion de faire le point général sur tout le système d'alimentation en eau potable.

Le diagnostic peut concerner les différents maillons de la chaîne de l'alimentation en eau potable. Son étendue peut être en effet très vaste. Les composantes à analyser vont de la ressource à la distribution, de l'exploitation à la sécurité d'approvisionnement.

## 2. DIAGNOSTIC

### 2.1. Définition

Le mot diagnostic est d'origine grecque, il signifie « connaissance », ce qui nous permet de dire que le diagnostic est d'acquérir la connaissance à partir des signes observables. Le diagnostic est le raisonnement menant à l'identification de la cause (l'origine) d'une défaillance, d'un problème ou d'une maladie, à partir des informations relevées par observations, contrôles ou tests.

À l'origine utilisé dans le domaine médical, ce terme signifie :

- Identification d'une maladie par ses symptômes ;
- Un jugement porté sur une situation, sur un état.

À l'heure actuelle, la démarche de diagnostic est utilisée dans un grand nombre de domaines différents, et en particulier dans le domaine de l'Hydraulique où elle constitue l'étape préliminaire pour l'analyse du réseau. Elle consiste à détecter les problèmes existant dans le réseau à partir de l'observation de certains facteurs indicateurs des dysfonctionnements et l'élaboration de certains tests spécifiques.

Le diagnostic nous permet de connaître les forces et les faiblesses d'un réseau d'alimentation en eau potable, d'expliquer son évolution passée et de porter un jugement sur son évolution future. [*Belmokhtar*, 2010]

## **2.2. Différentes formes de diagnostics**

Selon les circonstances, la nature des problèmes où l'urgence, le diagnostic pourra revêtir plusieurs formes sans que celles-ci altèrent le principe et la rationalité de la démarche.

### ***2.2.1. Diagnostic global (approfondi)***

C'est le modèle de base qui analyse le réseau dans une perspective globale à travers ses fonctions et son organisation et débouche sur des propositions d'améliorations.

Le diagnostic va permettre de mettre en évidence les points forts et les points faibles, de comprendre l'évolution passée du réseau, il va également faire ressortir les menaces et opportunités à venir.

Ces informations permettront aux principaux responsables d'orienter leur action pour améliorer les performances du réseau.

### ***2.2.2. Diagnostic express***

Il arrive parfois que l'urgence, ou la ponctualité d'un problème, ne justifie pas ou ne permet pas d'attendre les résultats d'un diagnostic approfondi, il faudra simplement procéder à un diagnostic express.

Ce diagnostic aura alors pour objectif d'identifier les raisons des difficultés mais, de formuler des mesures de sauvetage rapides et hiérarchiser les actions à réaliser par ordre d'urgence et d'importance.

### ***2.2.3. Diagnostic fonctionnel***

Enfin, la troisième forme que pourra revêtir le diagnostic est celle du diagnostic fonctionnel. Il s'agit là d'un diagnostic fragmentaire, destiné à solutionner des problèmes de fonctionnement interne et à améliorer les résultats.

Il se peut aussi qu'après un diagnostic express, l'analyse identifie et localise les problèmes dans une partie déterminée et décide d'effectuer un travail d'approfondissement nécessaire à cette partie.

Nous aurons ainsi, dans ce cas là, un diagnostic express plus un diagnostic spécialisé et limité à une seule partie.

## **3. OBJECTIFS ET INTERETS D'UNE ETUDE-DIAGNOSTIC D'UN RESEAU D'EAU POTABLE**

La phase de terrain permet dans un premier temps de réaliser un repérage exhaustif du patrimoine hydraulique (conduites, robinets-vannes de sectionnement, appareils de régulation etc.). Suite à ce repérage, un schéma d'ensemble du réseau d'eau potable est réalisé sous format informatique et papier avec une base de données

associée. Ce document constitue un premier outil de synthèse et de gestion qui peut être mis à jour régulièrement en fonction des évolutions techniques du réseau.

Dans un deuxième temps, la pose de compteurs au niveau des secteurs de distribution, permet la réalisation de mesures hydrauliques qui vont définir les volumes de pertes de chaque secteur de distribution. Ces mesures vont en outre permettre de calculer les indices et ratios servant à caractériser l'état général du réseau ainsi que le volume nécessaire aux abonnés de chaque secteur.

Puis dans un troisième temps, on procédera à la localisation et à la réparation des fuites détectées lors de la phase de mesures hydrauliques. Cette phase peut être reconduite plusieurs fois jusqu'à obtention de rendements satisfaisants pour la collectivité.

Enfin, une dernière phase consiste en la rédaction d'un rapport d'étude qui répond à un double objectif :

- Réaliser la synthèse des opérations menées dans le cadre de l'étude-diagnostic et notamment mettre en évidence les dysfonctionnements rencontrés. Cette synthèse permet d'insister sur l'adéquation entre les ressources disponibles et les consommations, sur les capacités insuffisantes des réservoirs, sur le dimensionnement des conduites ...etc. ;
- Proposer à la collectivité des solutions techniques viables ainsi qu'un échéancier des travaux à prévoir afin d'assurer un fonctionnement optimum du réseau en situation actuelle mais également future.

#### **4. DEMARCHE GENERALE DE DIAGNOSTIC D'UN RESEAU**

La réalisation d'un diagnostic de réseau nécessite la mise en place d'une démarche progressive et organisée.

Ce diagnostic de réseau peut s'inscrire dans un contexte plus global d'étude du système d'alimentation en eau potable incluant, par exemple, la modélisation, le schéma directeur ou l'amélioration de la gestion des installations.

Quel que soit le contexte, la réalisation du diagnostic comprend un certain nombre d'étapes incontournables indiquées dans le synoptique ci-après :

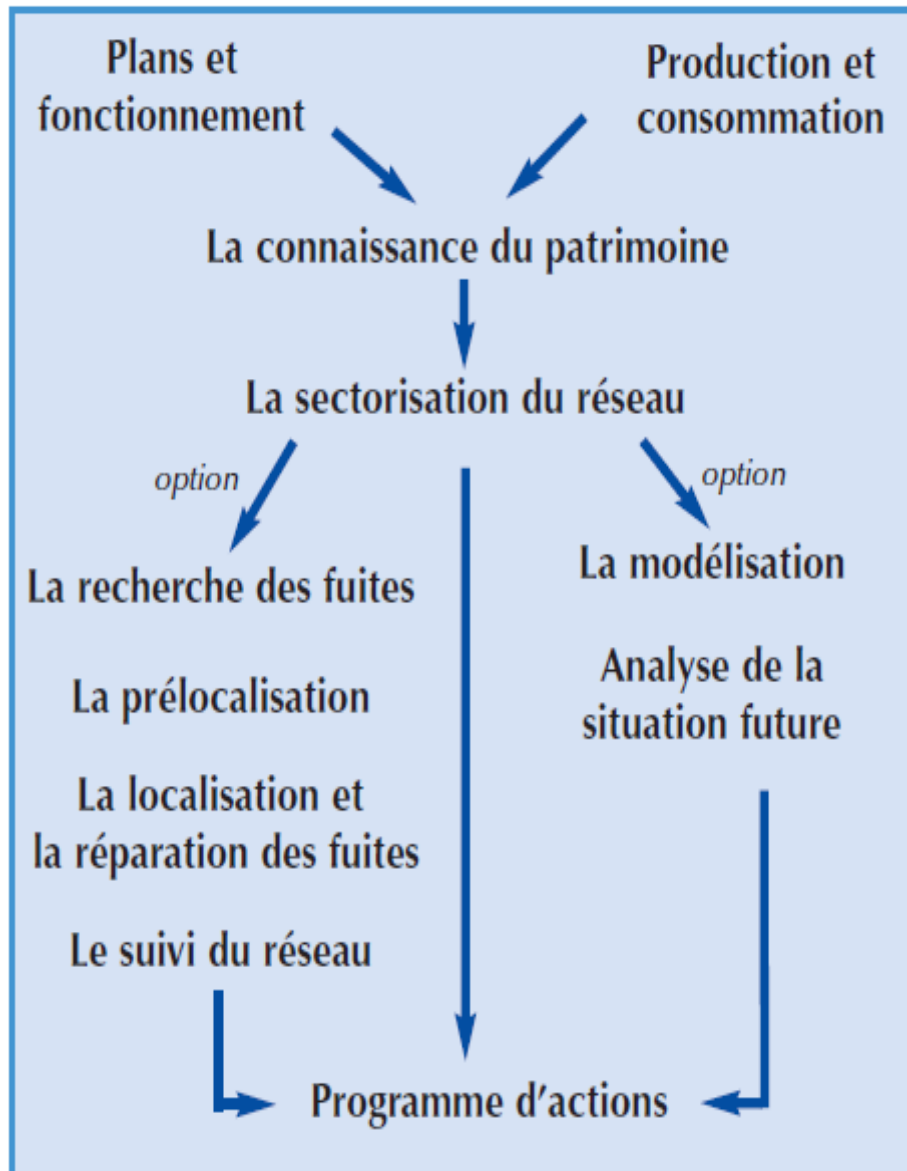


Figure III-1 : Démarche générale du diagnostic d'un réseau [OIEau, 2005]

## 5. ETAPES DE DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Cette démarche est composée de trois étapes qui sont: l'audit du patrimoine, la sectorisation et enfin l'exploitation des informations accumulées (Le programme d'action).

### 5.1. Etape 1 : Audit du patrimoine

Cette étape consiste à préciser les éléments et informations essentiels dont doit disposer un maître d'ouvrage pour poser une première analyse sur l'état et le fonctionnement de son réseau.

Elle est divisée en plusieurs sous étapes.



### **5.1.1. Connaissance de l'existant**

Les conduites d'eau potable sont des infrastructures enterrées. Il est difficile et coûteux de recueillir les données les concernant, que ce soit des données descriptives ou environnementales, mais il est indispensable de bien connaître la position et le linéaire des différentes conduites du réseau, leur matériau, leur diamètre et leur âge, de même que la localisation et le type des différents appareils (mesures, protection du réseau etc.). Cette connaissance doit être transposée sur des plans du réseau mis à jour régulièrement.

Les plans sont habituellement de deux types :

#### ***i. Des plans généraux***

A échelle relativement petite entre 1/2000 et 1/1000 qui permettent d'avoir l'ensemble du réseau et facilitent la compréhension de son fonctionnement notamment lorsqu'il faut isoler un secteur.

Sur ces plans doivent figurer :

- Tous les équipements et appareils liés au fonctionnement du réseau (réservoirs, vannes, appareils de régulation,...) ;
- Le diamètre et le matériau des conduites ;
- Quelques cotes altimétriques du terrain ;
- Le matériau, le diamètre et l'âge de la conduite et des branchements.

#### ***ii. Des plans précis à grande échelle***

Qui varie entre 1/200 à 1/500, définis par rue, sur lesquels figureront :

- L'emplacement des branchements et la triangulation des robinets de prise en charge;
- Le positionnement exact du réseau (en 3D) et de ces appareils annoncés (appelés à vidanges et ventouses) ;
- La position des réseaux voisins ;
- Le matériau, le diamètre et l'âge de la conduite et des branchements.

### **5.1.2. Information relative au fonctionnement du réseau**

Il s'agit de :

- Le volume mis en distribution annuellement ;
- Les volumes comptabilisés pendant la même période ;
- Les divers volumes non comptabilisés (les pertes d'eau, le volume consommé pour les incendies ...).

## **5.2. Etape 2 : Sectorisation**

C'est l'outil de diagnostic de l'état et du fonctionnement du réseau à un instant donné, mais surtout un outil de gestion du patrimoine au quotidien.

La sectorisation consiste à décomposer un réseau en un ou plusieurs niveaux de sous réseaux pour lesquels les volumes mis en distribution sont mesurés de façon permanente ou temporaire, pour cela nous définissons les secteurs et les sous secteurs de distribution.

### ***5.2.1. Secteur de distribution***

Le secteur de distribution est constitué d'un ensemble de canalisations de distribution et de branchements dont le volume mis en distribution est mesuré en permanence.

Pour des raisons de commodités techniques, de gestion, de topographie ou de géographie, un réseau de distribution peut être divisé de façon permanente en zones indépendantes (bien qu'elles puissent dans certains cas se secourir mutuellement) dont chacune est alimentée en un ou plusieurs points et où l'introduction de l'eau (et la sortie vers une autre zone) est maîtrisée (comptée, régulée) de façon constante.

Les zones à étage de pression différente ne constituent pas forcément des secteurs de distribution différents.

### ***5.2.2. Sous secteur de distribution***

Un sous-secteur de distribution est un sous ensemble de secteur(s) que l'on peut isoler à un instant donné.

Pour des raisons conjoncturelles de diagnostic de l'état d'un réseau ou de recherche de fuites par exemple, un secteur de distribution peut être subdivisé à un instant donné en sous ensembles dont on pourra temporairement maîtriser l'alimentation pendant les opérations de mesures. Un sous secteur peut quelquefois être constitué à partir de plusieurs secteurs.

Pendant la sectorisation, la pose systématique de compteurs équipés de têtes émettrices sur les secteurs de distribution va permettre la mise en place d'appareils d'enregistrements en continu (loggers). Ces appareils permettent l'enregistrement des impulsions débitométriques au niveau des têtes émettrices et permettent de connaître avec précision le volume de fuites sur chaque secteur de distribution.

A la suite du dépouillement des résultats des enregistrements, on a deux options soit la localisation des fuites ou la modélisation ou bien les deux, elle constituera la troisième étape du diagnostic.

### 5.3. Etape 3 : Exploitation des informations

#### 5.3.1. Option 1 : Modélisation

##### *Qu'est ce que la modélisation ? Et pourquoi la faire ?*

La modélisation est une représentation numérique virtuelle du réseau de distribution d'eau potable, elle permet d'une part la simulation de son fonctionnement dans son état actuel, et d'autre part, l'effet de modifications des infrastructures existantes ou des conditions d'exploitation.

La simulation dans les systèmes d'approvisionnement en eau a les avantages suivants :

- Permet à l'ingénieur d'évaluer l'efficacité de ses options de conception et ainsi atteindre l'efficacité maximum ;
- Permet aux opérateurs de surveiller la praticabilité (flexibilité) hydraulique des programmes d'opération heuristiques ou optimisés ;
- Permet la prévision des écoulements d'eau dans le circuit hydraulique.

#### 5.3.2. Option 2 : Localisation des fuites

Pour cela, il y a deux méthodes :

##### *i. Sectorisation des fuites par campagne nocturne*

Cette méthode permet de quantifier le débit de fuites par tronçon c'est à dire entre deux robinets-vannes de sectionnement. Dans cette optique, une campagne de mesures est réalisée de nuit en général de 0h à 06h00 après information des populations et entreprises concernées.

Afin de permettre la réalisation de ces mesures, les secteurs concernés ne sont plus alimentés que par le point de comptage et les éventuels maillages sont supprimés par fermeture des robinets-vannes correspondants. L'ensemble des points de pertes connus (réservoirs de chasse, fontaine, bassins etc.) est jaugé de jour ou supprimé temporairement pendant la nuit de mesure.

Tout le réseau est ainsi scruté en isolant successivement tous les tronçons par fermeture des robinets-vannes. Trois agents dont un communal, sont affectés à cette tâche. Une première équipe est affectée à la manœuvre (fermeture et ouverture) des vannes, alors que le chargé d'études mesure le débit instantané qui s'écoule entre chaque manœuvre de vannes.

A cette fin, il dispose, au niveau du compteur de distribution (réservoir), d'un appareil de type « Débidose » qui est monté sur le totalisateur du compteur et qui, par enregistrement des impulsions optoélectroniques, permet la lecture directe des débits instantanés.

La communication entre l'équipe chargée de la manœuvre des vannes et celle chargée de mesure des débits instantanés s'effectue par radio.

En général, on procède en fermant les vannes de l'aval vers l'amont du réseau en suivant les instructions de fermeture des vannes données par le chargé d'étude au réservoir. La réouverture des vannes de sectionnement s'effectue en fin de nuit afin de ne pas perturber les mesures par un remplissage intempestif des conduites.

Au terme de mesures nocturnes, un plan est dressé avec report des débits de fuites localisées par tronçon. La recherche par corrélation acoustique peut alors débiter.

### ***ii. Pré-localisation des fuites***

La pré-localisation est basée sur le principe d'écoute du niveau sonore dans le réseau. On recherche alors les niveaux maximums de bruit, ce qui nous permet de définir avec précision les zones susceptibles de présenter des fuites.

Cette recherche est réalisée à l'aide d'appareils spécifiques appelés « prélocalisateurs ».

Ces appareils, utilisés en groupe d'une dizaine ou plus sont installés sur les points d'accès au réseau qui peuvent être les robinets-vannes de sectionnement et robinets-vannes de branchements.

Leur zone de couverture est comprise entre 50 mètres dans les cas défavorables (conduites en « PVC ou PEHD » ou présence de réducteurs) et 200 m dans les cas favorables (conduites en acier, fonte grise, fonte ductile...).

On couvre ainsi un linéaire d'environ 4 km de réseau avec 20 appareils.

Ce type d'écoute automatique a lieu la nuit lorsque les bruits liés au fonctionnement du réseau sont réduits et que la pression est la plus forte. Les appareils scrutent et enregistrent alors le bruit minimum pendant une période définie à l'avance (habituellement entre 01h00 et 03h00) sur leur lieu d'implantation. Le jour suivant, on relève et analyse les données enregistrées par les appareils et on les déplace vers un autre secteur.

En fonction des résultats (niveau sonore enregistré par chaque appareil), une recherche est réalisée par corrélation acoustique sur les zones sélectionnées.

### ***iii. Avantages, Intérêt et limite de la méthode***

Absence de coupures d'eau pour tous les abonnés et continuité du service pour les abonnés « sensibles » tels que les hôpitaux, les maisons de retraite, les industriels, les hôtels, les boulangers...etc.

Cette technique permet aussi d'éviter les problèmes d'air consécutifs aux coupures d'eau, problèmes liés au manque et/ou au mauvais fonctionnement des ventouses.

Absence de manœuvres des robinets-vannes de sectionnement pour les réseaux anciens (cas typiques des réseaux en acier ou fonte grise) avec des pressions importantes, la

manœuvre des vannes même réalisée correctement (ouverture et fermeture progressive, afin d'éviter les augmentations brutales de pression coup de bélier) peut provoquer de nouvelles fuites ou augmenter le débit des fuites existantes.

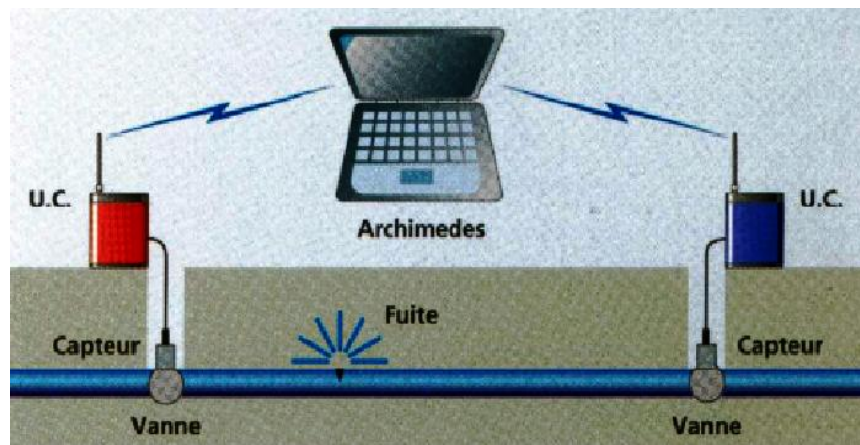
De plus, on évite ainsi toute incertitude de mesure liée à la non-étanchéité des vannes à la fermeture.

Pas de travail de nuit, ni pour le fontainier ni pour les agents de la DRE. Cette méthode permet d'éviter les heures de récupération avant et après la nuit (obligation code du travail et sécurité).

#### ***iv. Localisation ponctuelle des fuites par corrélation acoustique***

Suite aux résultats des campagnes nocturnes ou de la pré-localisation, une localisation ponctuelle des fuites est effectuée, principalement par corrélation acoustique.

Cette méthode consiste à capter et à comparer en temps réel les signaux provenant de deux capteurs placés sur la conduite. L'analyse du décalage entre les deux signaux permet la localisation ponctuelle de la fuite.



*Figure III-2 : Principe de la corrélation acoustique*

Cette technique permet d'éliminer tous les bruits parasites, d'où possibilité de travailler de jour en environnement bruyant.

La précision de localisation varie de 0.2 à 0.5 m en fonction de l'éloignement des capteurs (points d'accès au réseau).

Dans la mesure du possible, les fuites sont réparées le plus rapidement afin de permettre une seconde écoute de contrôle après réparation.

Après réparation des fuites localisées, une mesure de débit ponctuel ou par enregistrement, est réalisée au niveau du secteur.

## 6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons abordé les bases du diagnostic des réseaux d'eau potables qui vont nous permettre l'identification des causes de dysfonctionnement et la méthodologie adéquate et de nous éclairer sur les démarches à suivre afin d'identifier les paramètres suivants :

- Le degré de vieillissement du réseau ;
- Le taux de fuite dans le réseau ;
- Le rendement primaire ou rendement du réseau ;
- Etc.

L'étude diagnostique s'avère très importante car elle permet au politiques de prendre des décisions à travers l'établissement de plusieurs scénarios pour programmer des opérations de maintenance à horizon de plusieurs années et la mise en place d'une gestion prospective d'où l'importance de la précision des informations fournies par le maître d'ouvrage.

## **Chapitre IV**

### **Présentation de la ville de Bourkika**

## Chapitre IV

### Présentation de la ville de Bourkika

#### 1. INTRODUCTION

La gestion intégrée des ressources en eau dans le bassin hydrographique côtier algérois 02A est un programme qui a pour but de gérer rationnellement et équitablement les ressources en eau algériennes dans une perspective de développement durable. Ce projet a été élaboré par le ministère des Ressources en Eau avec l'apport de la coopération Belge, et comporte une liste d'activités à exécuter dans l'une d'entre elles est la suivante :

« *Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de Bourkika* »

#### 2. HISTORIQUE

L'appellation Bourkika d'origine arabe vient du nom de l'oued Bourkik près duquel a été bâti le village. Cet oued est un affluent de l'oued Nador.

Le centre est d'origine française, a été créé en 1851, après le coup d'Etat du 2 décembre 1851, des émeutes avaient éclaté en France contre Louis Napoléon. Président de la République et futur Empereur. Ce village a accueilli beaucoup d'émeutiers arrêtés jugés et condamnés.

Le village de Bourkika a été créé en 1958 ou 1959. Les activités exercées étaient purement agricoles : vigne, agrumes...etc.

La population en 1954 était de 3203 dont 397 non musulmans (soit 12.39%). La population agglomérée au village était de 472 personnes en 1948.



*Photo IV-1: Bourkika en 1900*



*Photo IV-2 : Bourkika village de regroupement*



### **3. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET RELIEF DE LA COMMUNE DE BOURKIKI**

La commune de Bourkika est liée administrativement à la wilaya de Tipaza, et à la daïra d'Ahmar El Ain. Elle se trouve sur la plaine de la Mitidja à environ 100 m d'altitude.

La wilaya de Tipaza est composée de 28 communes, regroupées en 10 daïras. La commune de Bourkika se situe à 16 Km au sud du chef lieu de la wilaya et à 75 Km de la capitale.

L'accès à la commune de Bourkika se fait à partir de la route nationale N° 42 et le chemin de la wilaya N° 102 après le découpage administratif de 1974.

Elle est limitée

- Au Nord, par la commune de Sidi Rached ;
- Au Sud, par la commune Oued Djer ;
- A l'Est, par la commune d'Ahmar El Ain ;
- A l'Ouest, par les communes de Hadjout et Meured.

Le relief sur lequel est implantée la ville dispose d'une plaine sur plus de 4500 hectares (60.08%) du territoire de la commune et 900 hectares du piémont du territoire communal soit 12.01% du territoire communal, ainsi que 2090 hectares d'une zone montagneuse soit 27.90% du territoire communal.



## 4. SITUATION CLIMATOLOGIQUE ET SISMIQUE

### 4.1. Climatologie

#### 4.1.1. Le climat

La région d'étude jouit d'un climat méditerranéen, d'étage sub-humide, caractérisé par un hiver humide et pluvieux, et par une période estivale chaude et sec.

#### 4.1.2. La pluviométrie

La région est caractérisée par une pluviométrie irrégulière. La ville de Bourkika reçoit une moyenne de précipitations de l'ordre de 600 mm/an. De la série d'observations relevées à la station de Meurad de 1978 à 2007, nous avons calculé les pluies moyennes mensuelles.

*Tableau IV-1 : La pluviométrie de Bourkika*

[ONM, *Dar el Beida Alger*, 2012]

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total annuel
Pluies moy mens	31,7	68,3	80,2	89,5	75,9	79,5	93,0	52,5	43,6	10,5	4,0	5,8	634,5

#### 4.1.3. La température

La moyenne du mois le plus froid est de 11,3° et celle du mois le plus chaud est de 27,5°, elles correspondent aux mois de Janvier et Aout.

*Tableau IV-2 : La température de Bourkika*

[ONM, *Dar el Beida Alger*, 2012]

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Température moyenne	24,7	19,8	15,7	12,8	11,3	12,2	14,7	15,9	19,45	23,2	26,3	27,5

#### 4.1.4. Les vents

En hiver, les vents les plus dominants sont ceux d'orientation Nord-Ouest, ils arrivent de la mer méditerranée et apportent une certaine douceur aux températures. Les vents d'Est et Nord sont plus courants en période d'été, ces vents rafraichissent le climat. Les journées de gel et de sirocco ne sont pas quantifiées car elles sont rarissimes dans la région.

### 4.2. Sismicité

La zone de Bourkika faisait partie de la zone sismique N°2 mais après le séisme de Boumerdes 2003, la wilaya de Tipaza a été déclassée en zone N°3, et à cet effet les mesures de prévention doivent être prises en charge lors de la programmation urbaine et au cours de la construction.

## 5. RECENSEMENT D'INFRASTRUCTURES EXISTANTES DANS LA VILLE DE BOURKIKA

Selon le PDAU les équipements existants au niveau du chef lieu de la commune sont donnés comme suit :

Deux écoles, deux CEM, un lycée, et un CFPA comme équipements scolaires, pour les équipements sanitaires la ville possède une maternité et un centre de santé, administrativement on a une poste, une brigade de gendarmerie, une autre de garde communale, une APC, une mosquée, un centre culturel, et un stade.

Pour le commerce on peut citer un marché, une zone d'activité, et 140 locaux et enfin autres équipements tels que deux réserves ONCV, un parc communal, un frigo ONAPSA, et un contrôle technique d'automobiles.

## 6. EVOLUTION DE LA POPULATION

### 6.1. Méthodes d'estimation de la population

Il existe plusieurs méthodes, nous allons en citer quelques unes d'entre elles [*Jean-Loup, 2002*]

#### ***6.1.1. Extrapolation graphique***

Cette méthode consiste à extrapoler la courbe de croissance de la population tracée sur papier log, pour ce faire, l'ingénieur doit utiliser au mieux sa connaissance des évènements qui ont pu affecter la variation de la population au cours des années pour lesquelles des données sont disponibles.

#### ***6.1.2. Comparaison des croissances de la population de plusieurs villes***

Cette méthode consiste à comparer la courbe de croissance de la population de la ville dont on veut estimer la population future avec celle d'autres villes qui ont atteint dans le passé des populations similaires.

Il faut s'assurer que toutes les villes servant de comparaison ont en des caractéristiques économiques et sociales aux dates pour lesquelles leur population correspond à celle de l'APC à l'étude.

Il va sans dire qu'il y a peu d'APC de référence qui rencontrent toutes les conditions requises pour cette analyse.

#### ***6.1.3. Progression géométrique***

La formule est donnée comme suit

$$P_n = P_2(1 + \alpha)^n$$

$P_n$ : Population à l'année  $t_n$ ;

$P_2$ : Population à l'année  $t_2$ ;

$\alpha$  : Taux d'accroissement de la population ;

$n$  :  $t_n - t_2$ .

La croissance géométrique ne s'observe que pour une agglomération ou un facteur économique a un impact majeur. La venue d'entreprises industrielles est un des facteurs qui peuvent expliquer une croissance géométrique de la population.

Dans un tel cas la croissance de la population est due à la venue de nombreux employés et de celles des nombreux membres de leurs familles.

#### ***6.1.4. Progression arithmétique***

La croissance d'une population est dite arithmétique lorsque l'augmentation  $\Delta t$  est constante soit

$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}$$

$K_a$  est calculé avec des populations connues puis une population future  $P_n$  au temps  $t_n$  est calculée avec l'équation précédente ou  $K_a$  est remplacé par sa valeur

$$P_n = P_2 + K_a(t_n - t_2)$$

L'estimation d'une population future à l'aide de la méthode de croissance arithmétique convient surtout dans le cas des vieilles villes ou de villages dont le développement s'est stabilisé. C'est souvent le cas notamment d'agglomérations en milieu agricoles.

## **6.2. Evolution de la population de Bourkika**

La commune de Bourkika a enregistré une population de 22484 habitants lors du dernier recensement de 2008, elle est répartie sur plusieurs agglomérations telles qu'elles sont présentées ci-dessous

*Tableau IV-3 : La population de la ville de Bourkika en 2008*

Agglomérations	Population (hab)	(%)
Agglomération chef lieu	10899	48,47
AS : Sahel	2951	13,12
AS : Kerfah	1804	08,02
Zones éparses	6830	30,25
Total commune	22484	100,00

Afin d'estimer la population future du chef lieu de Bourkika nous allons utiliser la formule de progression arithmétique qui convient le plus à notre zone d'étude.

Le tableau suivant présente l'évolution de la population du chef lieu de 1977 à 2008 et les différents taux d'accroissement.

Tableau IV-4 : Les différents taux d'accroissement de la ville de Bourkika

Année	Population	Taux d'accroissement ( $K_{ai}$ )	
1977	4484	191	
1987	6387		249
1998	9118	179	
2008	10899		
$K_a$ moy (hab/an)		207	

Donc le taux d'accroissement du chef lieu est de 207 habitants par an, à partir de ce dernier, nous estimerons la population à court, moyen, et à long terme.

Tableau IV-5 : Evolution de la population de la ville de Bourkika

Horizon		Actuel	Cours terme		Moyen terme		Long terme
	2008	2012	2015	2020	2025	2030	2040
Population	10899	11727	12348	13383	14418	15453	17523

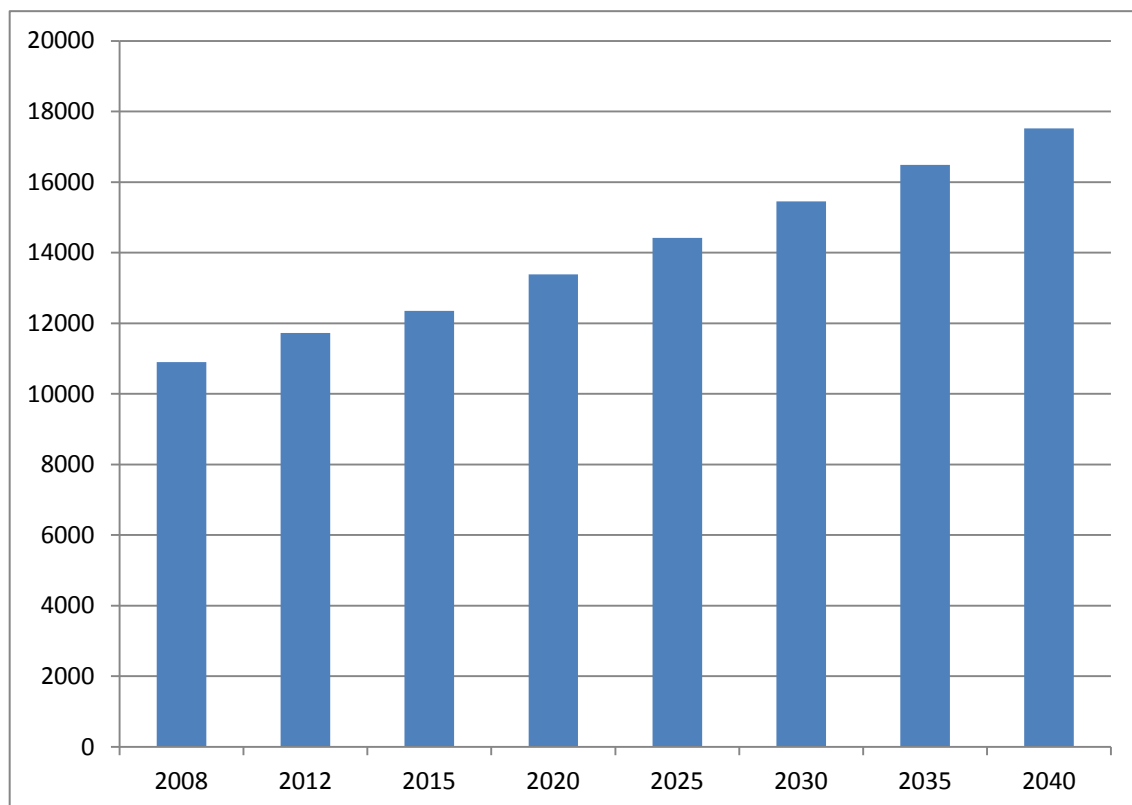


Figure IV-2 : Evolution de la population de la ville de Bourkika

## 7. CALCUL DES BESOINS EN EAU

### 7.1. Evaluation des débits

#### 7.1.1. Choix de la dotation

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et des habitudes de la population. Pour des agglomérations dont la population est comprise entre 10 et 20000 habitants la dotation varie de 82 à 205 l/hab/j.

La consommation des petits utilisateurs industriels ou agricoles et celle des différents équipements est prise en compte dans la dotation. [*Dupond*, 1979]

Dans notre cas nous allons prendre une dotation de 150 l/hab/j à court et à moyen terme, et de 200 l/hab/j à long terme.

#### 7.1.2. Calcul du débit moyen journalier

Afin d'estimer le débit journalier moyen de consommation, nous faisons recours à la formule suivante :

$$Q_{j,moy} = \frac{Q_i * N_i}{1000}$$

avec,

$Q_{j,moy}$  : Consommation journalière moyenne en m<sup>3</sup>/j ;

$Q_i$  : dotation journalière en l/hab/j ;

$N_i$  : nombre de consommateurs.

Les calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous

*Tableau IV-6 : Calcul du débit moyen journalier*

Horizon	Population	Dotation (l/hab/j)	$Q_{j,moy}$ (m <sup>3</sup> /j)
2008	10899	150	1634,85
2012	11727	150	1759,05
2015	12348	150	1852,20
2020	13383	150	2007,45
2025	14418	150	2162,70
2030	15453	150	2317,95
2035	16488	200	3297,60
2040	17523	200	3504,60

#### 7.1.3. Variation des débits de consommation dans le temps

Le débit de consommation est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps à savoir :

- Des variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Des variations mensuelles et saisonnières dépendant de l'importance de la ville ;
- Des variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante ;
- Des variations horaires tributaires du régime de consommation de la population. Elles représentent la variation la plus importante.

### ***Coefficients d'irrégularités***

$K_j$  : coefficient tenant compte de l'irrégularité de la consommation journalière, il est donné par le rapport

$$K_j = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$K_0$  : coefficient tenant compte de l'irrégularité de la consommation horaire, il est donné par le rapport

$$K_0 = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}}$$

### ***Coefficient de pointe***

En tenant compte de toutes les variations dans la consommation, nous affectons au débit moyen journalier un coefficient de majoration afin d'obtenir la valeur du débit de pointe du jour le plus chargé. Ce coefficient varie entre 1,15 et 4,30 il est égal au produit de  $K_j$  et  $K_0$ .

$$Q_{j,max} = K_j * Q_{j,moy} \quad : \text{débit journalier maximal en m}^3/\text{j} ;$$

$$Q_{h,max} = K_j * K_0 * Q_{j,moy} \quad : \text{débit horaire maximal en m}^3/\text{j} ;$$

Les calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

*Tableau IV-7 : Variation des débits de consommation*

Horizon	$Q_{j,moy}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_j$	$K_0$	$K_p$	$Q_{j,max}$ (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{h,max}$ (m <sup>3</sup> /j)
2008	1634,85	1,14	2,01	2,29	1863,72	3746,10
2012	1759,05	1,14	2,01	2,29	2005,31	4030,69
2015	1852,20	1,14	2,01	2,29	2111,50	4244,13
2020	2007,45	1,14	2,01	2,29	2288,49	4599,87
2025	2162,70	1,14	2,01	2,29	2465,47	4955,61
2030	2317,95	1,14	2,01	2,29	2642,46	5311,35
2035	3297,60	1,14	2,01	2,29	3759,26	7556,12
2040	3504,60	1,14	2,01	2,29	3995,24	8030,44



**7.1.4. débit d'apport**

Le Calcul du débit d'apport est basé sur la formule suivante :

$$Q_{II}^c = K_g * [Q_{j \max} + Q_{ri}]$$

$K_g$  : Coefficient tenant compte des gaspillages et des fuites ;

$Q_{ri}$  : débit d'incendie.

On prend  $K_g = 1,25$  (25%)

$Q_{ri} = 60 \text{ m}^3/\text{h}$  pendant deux heures donc  $120 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Tableau IV-8 : Calcul du débit d'apport

Horizon	$Q_{j \max}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{ri}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_g$	$Q_{II}^c (\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{II}^c (\text{l/s})$
2008	1863,73	120	1,25	2479,66	28,70
2012	2005,32	120	1,25	2656,65	30,74
2015	2111,51	120	1,25	2789,39	32,28
2020	2288,49	120	1,25	3010,62	34,84
2025	2465,48	120	1,25	3231,85	37,40
2030	2642,46	120	1,25	3453,08	39,96
2035	3759,26	120	1,25	4849,08	56,12
2040	3995,24	120	1,25	5144,06	59,53

**7.1.5. Débit d'adduction**

Le débit d'adduction est donné par l'expression suivante :

$$Q_I^c = K_s K_g (Q_{j \max} + Q_{ri}) = K_s Q_{II}^c$$

avec,

$K_s$  : Coefficient d'amplification tenant compte des besoins technologiques pris égal à 1,1.

Tableau IV-9 : Calcul du Débit d'adduction

Horizon	$Q_{II}^c(\text{m}^3/\text{j})$	$K_s$	$Q_I^c(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_I^c(\text{l/s})$
2008	2479,66	1,1	2727,63	31,57
2012	2656,65	1,1	2922,32	33,82
2015	2789,39	1,1	3068,33	35,51
2020	3010,62	1,1	3311,68	38,33
2025	3231,85	1,1	3555,04	41,15
2030	3453,08	1,1	3798,39	43,96
2035	4849,08	1,1	5333,99	61,74
2040	5144,06	1,1	5658,47	65,49

## 7.2. Calcul de la capacité du réservoir

Pour déterminer la capacité d'un réservoir, on doit procéder à un découpage en tranches horaires pendant lesquelles le débit reste sensiblement constant. Ce découpage est effectué à l'aide d'un analyseur de débits.

On a :

$a = \frac{Q_{II}^c}{24}$  : Débit horaire moyen de distribution (Débit d'apport) ;

$C_h = \frac{V_h}{V_T}$  (%) Coefficient de variation horaire ;

$V_h$  : Volume d'eau consommé par heure ;

$V_t = 24 a$  : Volume d'apport ;

$Q_c = C_h * Q_{II}^c$  : Débit consommé par heure.

La figure IV-3 illustre l'évolution du coefficient de variation horaire du débit de consommation de la ville de Bourkika.

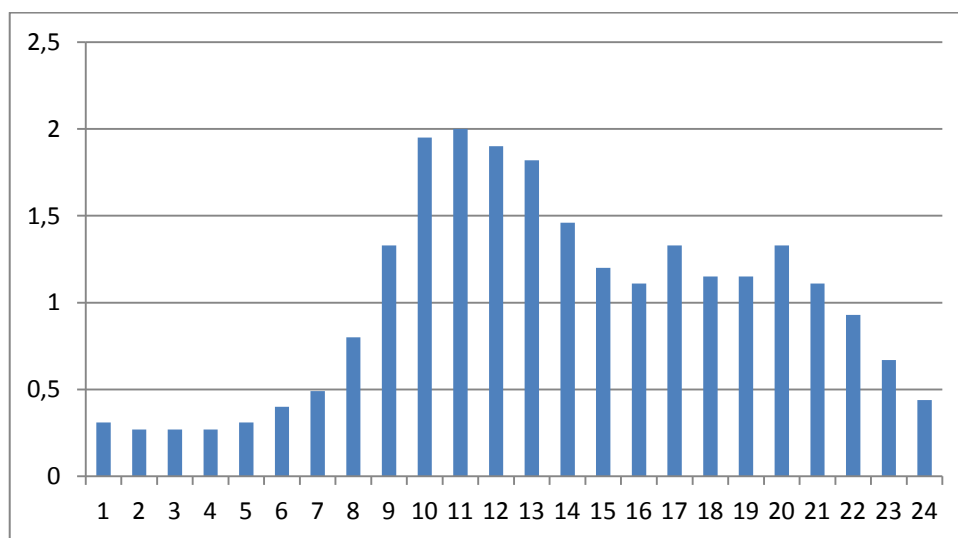


Figure IV-3 : Coefficients de variation horaire de la consommation

Ces coefficients sont utilisés par la SEAAL dans les wilayas d'Alger et de Tïpaza. [SEAAL, 2012]

### **Calcul du débit d'apport**

Le débit horaire moyen est calculé à l'aide de la formule mentionnée au dessus et les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Débit d'apport

Horizon	$Q_{II}^C(m^3/j)$	$a(m^3/h)$
2008	2479,66	103,32
2012	2656,65	110,69
2015	2789,39	116,22
2020	3010,62	125,44
2025	3231,85	134,66
2030	3453,08	143,88
2035	4849,08	202,05
2040	5144,06	214,34

Le volume du réservoir est calculé à l'aide de la relation suivante

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

Horizon heure	2012			volume cumulé		différence		
	$C_h$	$a(m^3/h)$	$Q_c(m^3/h)$	Apport ( $m^3$ )	Consommation ( $m^3$ )	$ \Delta V $	$ -\Delta V $	
0 ---> 1	0,310	110,690	34,314	110,690	34,314	76,376		
1 ---> 2	0,270	110,690	29,886	221,380	64,200	157,180		
2 ---> 3	0,270	110,690	29,886	332,070	94,087	237,983		
3 ---> 4	0,270	110,690	29,886	442,760	123,973	318,787		
4 ---> 5	0,310	110,690	34,314	553,450	158,287	395,163		
5 ---> 6	0,400	110,690	44,276	664,140	202,563	461,577		
6 ---> 7	0,490	110,690	54,238	774,830	256,801	518,029		
7 ---> 8	0,800	110,690	88,552	885,520	345,353	540,167		
8 ---> 9	1,330	110,690	147,218	996,210	492,571	503,639		
9 ---> 10	1,950	110,690	215,846	1106,900	708,416	398,484		
10 ---> 11	2,000	110,690	221,380	1217,590	929,796	287,794		
11 ---> 12	1,900	110,690	210,311	1328,280	1140,107	188,173		
12 ---> 13	1,820	110,690	201,456	1438,970	1341,563	97,407		
13 ---> 14	1,460	110,690	161,607	1549,660	1503,170	46,490		
14 ---> 15	1,200	110,690	132,828	1660,350	1635,998	24,352		
15 ---> 16	1,110	110,690	122,866	1771,040	1758,864	12,176		
16 ---> 17	1,330	110,690	147,218	1881,730	1906,082		24,352	
17 ---> 18	1,150	110,690	127,294	1992,420	2033,375		40,955	
18 ---> 19	1,150	110,690	127,294	2103,110	2160,669		57,559	
19 ---> 20	1,330	110,690	147,218	2213,800	2307,887		94,087	
20 ---> 21	1,110	110,690	122,866	2324,490	2430,753		106,262	
21 ---> 22	0,930	110,690	102,942	2435,180	2533,694		98,514	
22 ---> 23	0,670	110,690	74,162	2545,870	2607,857		61,986	
23 ---> 24	0,440	110,690	48,704	2656,560	2656,560	0,000		
volume du réservoir								646,430

Horizon heure	2025			volume cumulé		différence	
	$C_h$	$a(m^3/h)$	$Q_c(m^3/h)$	Apport ( $m^3$ )	Consommation ( $m^3$ )	$ \Delta V $	$ \Delta V $
0 ---> 1	0,310	134,660	41,745	134,660	41,745	92,915	
1 ---> 2	0,270	134,660	36,358	269,320	78,103	191,217	
2 ---> 3	0,270	134,660	36,358	403,980	114,461	289,519	
3 ---> 4	0,270	134,660	36,358	538,640	150,820	387,820	
4 ---> 5	0,310	134,660	41,745	673,300	192,564	480,736	
5 ---> 6	0,400	134,660	53,864	807,960	246,428	561,532	
6 ---> 7	0,490	134,660	65,983	942,620	312,412	630,208	
7 ---> 8	0,800	134,660	107,728	1077,280	420,140	657,140	
8 ---> 9	1,330	134,660	179,098	1211,940	599,237	612,703	
9 ---> 10	1,950	134,660	262,587	1346,600	861,824	484,776	
10 ---> 11	2,000	134,660	269,320	1481,260	1131,144	350,116	
11 ---> 12	1,900	134,660	255,854	1615,920	1386,998	228,922	
12 ---> 13	1,820	134,660	245,081	1750,580	1632,080	118,500	
13 ---> 14	1,460	134,660	196,604	1885,240	1828,683	56,557	
14 ---> 15	1,200	134,660	161,592	2019,900	1990,275	29,625	
15 ---> 16	1,110	134,660	149,473	2154,560	2139,748	14,812	
16 ---> 17	1,330	134,660	179,098	2289,220	2318,846		29,626
17 ---> 18	1,150	134,660	154,859	2423,880	2473,705		49,825
18 ---> 19	1,150	134,660	154,859	2558,540	2628,564		70,024
19 ---> 20	1,330	134,660	179,098	2693,200	2807,661		114,461
20 ---> 21	1,110	134,660	149,473	2827,860	2957,134		129,274
21 ---> 22	0,930	134,660	125,234	2962,520	3082,368		119,848
22 ---> 23	0,670	134,660	90,222	3097,180	3172,590		75,410
23 ---> 24	0,440	134,660	59,250	3231,840	3231,840	0,000	
volume du réservoir							786,414

Horizon heure	2040			volume cumulé		différence	
	$C_h$	$a(m^3/h)$	$Q_c(m^3/h)$	Apport ( $m^3$ )	Consommation ( $m^3$ )	$ \Delta V $	$ \Delta V $
0 ---> 1	0,310	214,340	66,445	214,340	66,445	147,895	
1 ---> 2	0,270	214,340	57,872	428,680	124,317	304,363	
2 ---> 3	0,270	214,340	57,872	643,020	182,189	460,831	
3 ---> 4	0,270	214,340	57,872	857,360	240,060	617,300	
4 ---> 5	0,310	214,340	66,445	1071,700	306,506	765,194	
5 ---> 6	0,400	214,340	85,736	1286,040	392,242	893,798	
6 ---> 7	0,490	214,340	105,027	1500,380	497,268	1003,112	
7 ---> 8	0,800	214,340	171,472	1714,720	668,740	1045,980	
8 ---> 9	1,330	214,340	285,072	1929,060	953,813	975,247	
9 ---> 10	1,950	214,340	417,963	2143,400	1371,776	771,624	
10 ---> 11	2,000	214,340	428,680	2357,740	1800,456	557,284	
11 ---> 12	1,900	214,340	407,246	2572,080	2207,702	364,378	
12 ---> 13	1,820	214,340	390,099	2786,420	2597,800	188,620	
13 ---> 14	1,460	214,340	312,936	3000,760	2910,737	90,023	

14 ---> 15	1,200	214,340	257,208	3215,100	3167,945	47,155		
15 ---> 16	1,110	214,340	237,917	3429,440	3405,862	23,578		
16 ---> 17	1,330	214,340	285,072	3643,780	3690,934		47,154	
17 ---> 18	1,150	214,340	246,491	3858,120	3937,425		79,305	
18 ---> 19	1,150	214,340	246,491	4072,460	4183,916		111,456	
19 ---> 20	1,330	214,340	285,072	4286,800	4468,989		182,189	
20 ---> 21	1,110	214,340	237,917	4501,140	4706,906		205,766	
21 ---> 22	0,930	214,340	199,336	4715,480	4906,242		190,762	
22 ---> 23	0,670	214,340	143,608	4929,820	5049,850		120,030	
23 ---> 24	0,440	214,340	94,310	5144,160	5144,160	0,000		
volume du réservoir								1251,746

Le volume du réservoir pour les différents horizons est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau IV-11 : Volume du réservoir aux différents horizons

Horizon	2012	2025	2040
Volume du réservoir (m <sup>3</sup> )	647	787	1252

D'après nos calculs, le réservoir peut satisfaire les besoins en eau actuels de la population, mais pour l'horizon futur (2040) ce réservoir ne peut les satisfaire.

En comparant le débit d'apport existant qui est de 73.291 m<sup>3</sup>/h avec le débit calculé dans les différents horizons, nous avons constaté un déficit qui s'exprime de la manière suivante

Tableau IV-12: Déficit d'adduction

Horizon	a(m <sup>3</sup> /h)	a <sub>actuel</sub> (m <sup>3</sup> /h)	Déficit (m <sup>3</sup> /h)	Déficit (l/s)
2012	110,694	73,291	37,403	10,390
2015	116,224	73,291	42,933	11,926
2020	125,442	73,291	52,151	14,486
2025	134,660	73,291	61,369	17,047
2030	143,878	73,291	70,587	19,608
2035	202,045	73,291	128,754	35,765
2040	214,336	73,291	141,045	39,179

Afin de résoudre ce problème de déficit, il faudra trouver d'autres sources d'approvisionnement comme par exemple augmenter le volume d'eau provenant du barrage, augmenter la capacité des champs de captage, ou bien se diriger vers le dessalement d'eau de mer.

## 8. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté la ville de Bourkika. Nous avons évalué la population à court, moyen, et long terme après avoir recenser les infrastructures

existantes dans la ville, et pour finir nous avons calculé les besoins en eau de la population.

## **Chapitre V**

# **Simulation numérique du réseau de Bourkika**

## Chapitre V

### Simulation numérique du réseau de Bourkika

Pour la modélisation d'un réseau d'alimentation en eau potable, il existe de nombreux logiciels, nous nous contenterons de citer les plus utilisés : Porteau, Piccolo, Loop, et Epanet.

#### 1. PRESENTATION DES DIFFERENTS LOGICIELS

##### 1.1. Porteau [*Manuel Porteau*, 2011]

###### 1.1.1. Présentation

Porteau est un outil de modélisation du comportement d'un réseau maillé de distribution ou de transport d'eau sous pression. Il constitue une aide à la décision pour le dimensionnement et la gestion d'un réseau de distribution ou d'adduction d'eau potable.

###### 1.1.2. Principales caractéristiques

Elles sont :

- La visualisation de réseaux de distribution d'eau potable sur fond cartographique ;
- La visualisation de schémas de réseaux de distribution d'eau potable;
- L'impression au traceur jusqu'au format A<sub>0</sub>;
- La visualisation et impression des résultats sous forme de tableau ou sur le schéma du réseau ;
- La visualisation et impression des résultats sous forme de profils hydrauliques ;
- L'exportation des données et des résultats vers un tableur ;
- L'exportation des graphiques de résultats en format vectoriel.

###### 1.1.3. Trois modules de Porteau

###### *i. Module Opointe*

Il permet de simuler le fonctionnement d'un réseau maillé de distribution d'eau potable en régime de pointe et de visualiser son schéma.

Les données utilisées sont les données physiques concernant les nœuds et les tronçons (cotes au sol, cotes de l'eau, diamètres, longueurs), les données hydrauliques (rugosités,



consommations domestiques ou industrielles), les données de répartition des abonnés. Il nécessite de connaître les probabilités d'ouverture et de satisfaction des abonnés sur le réseau.

Un modèle probabiliste permet de traiter ces données et d'estimer les débits de pointe, ainsi que les pressions en chaque nœud.

Les résultats sont affichables soit sous forme de tableaux, soit à partir du schéma ou vue cartographique du réseau.

### ***ii. Module Zomayet***

Il permet d'étudier, par une simulation sur plusieurs heures (de 24 heures à 15 jours), le fonctionnement hydraulique d'un réseau maillé de distribution ou de transport d'eau sous pression et de visualiser son schéma.

Le réseau peut comporter des réservoirs (avec plusieurs modes possibles de remplissage et de vidange), des pompes, des vannes à différentes utilisations, et des consommations régies par au plus 10 modèles de répartition sur la journée.

Les données nécessaires comprennent la longueur, le diamètre, la rugosité des conduites, cote du terrain naturel des nœuds à débit fixé, cote de l'eau, du radier et du trop-plein, surface au radier et au trop-plein pour les nœuds à charge fixée) ainsi que la répartition la plus exacte possible des consommateurs sur les nœuds ou desservis en route.

Un modèle déterministe permet de traiter les données. Les résultats du calcul donnent les variations de différentes valeurs concernant chaque nœud et tronçon au cours de la journée: cote de l'eau dans les réservoirs, volumes entrant et sortant, cote piézométrique des points de consommation, débits dans les tronçons, heures de fonctionnement des pompes et leur point de fonctionnement, fonctionnement des différents organes du réseau, etc.

Ces résultats sont affichables soit sous forme de tableau en chacun des pas de temps (1 min à 1 h) pour tout le réseau, soit sous forme de tableau sur toute la journée par tronçon et nœud, soit sous forme de courbes de variations des différentes valeurs au cours de la journée par tronçon et nœud à partir du schéma du réseau.

### ***iii. Module Qualité***

Dernier né des codes de calcul sous Porteau, il permet de simuler en fonction du temps et de l'espace, les évolutions de concentration en soluté à travers le réseau.

Le chlore est le soluté le plus employé, il permet d'assurer la qualité bactériologique de l'eau du réseau. Si une trop faible concentration en chlore peut rendre l'eau impropre à la consommation, une trop grande quantité peut gêner les abonnés, il est donc impératif de gérer correctement les injections afin d'optimiser les concentrations.

Ce module prend en considération les attentes légitimes des abonnés qui exigent aujourd'hui du gestionnaire, outre l'absence de problèmes hydrauliques, que la qualité de l'eau soit irréprochable.

Le calcul Qualité permet donc de se rendre compte de la qualité de l'eau dans le réseau et d'optimiser les quantités injectées et/ou la position des points d'injection. Ce calcul se base sur les cinétiques de réaction et considère que les mélanges à chaque nœud sont parfaits. Les concentrations sont calculées à partir des données hydrauliques obtenues à l'aide du module ZOMAYET.

Trois types de résultats sont fournis : la concentration en un produit conservatif ou réactif, l'âge de l'eau et la provenance de l'eau. Les résultats sont affichables soit sous forme de tableau en chacun des pas de temps (5 min à 1h) pour tout le réseau, soit sous forme de tableau sur toute la journée par tronçon et nœud, soit sous forme de courbes de variations des différentes valeurs au cours de la journée.

## **1.2. Piccolo [Manuel Piccolo, 2006]**

Piccolo est un outil logiciel particulièrement performant permettant de simuler le fonctionnement des réseaux maillés de fluides sous pression.

Il dispose d'opérateurs puissants pour faciliter la construction du modèle : import de données, allocation automatique des consommations, etc.

Il calcule, en fonction d'une description de la structure du réseau et de la répartition des consommations, les débits, vitesses et pressions en tout point. Ce calcul est réalisé en régime permanent (simulation instantanée pour des conditions de fonctionnement telles que le jour de pointe, l'heure de pointe) ou en régime dynamique (évolution du réseau sur 24 heures). Piccolo possède des modules complémentaires optionnels de simulation de la qualité de l'eau, de prévision des dépôts, de calcul des coûts de fonctionnement, et d'aide au dimensionnement.

### ***1.2.1. Module de base***

Piccolo est une application 32 bits fonctionnant sous Windows 95, 98 et NT, et offre une ergonomie inégalée pour un logiciel scientifique.

Le module de base comporte un éditeur de saisie intégré, des fonctions graphiques de saisie et de modification. Il permet le calcul hydraulique statique et dynamique : calcul des débits, vitesses et pressions en régime permanent et dynamique, la visualisation sous forme de texte, de graphique et de courbes des résultats.

Ses principales caractéristiques fonctionnelles sont les suivantes :

- Modélisation de tous les appareils hydrauliques couramment rencontrés sur les réseaux : pompe à vitesse fixe ou variable, vanne régulatrice de débit ou de

pression, robinet-vanne, clapet, diaphragme, forage, fonction de perte de charge définie par l'utilisateur ;

- Jusqu'à 65 000 arcs et nœuds, 9 000 vannes, 500 pompes et réservoirs ;
- Modélisation complète des réservoirs : nœud de remplissage, cote de surverse, clapet anti-retour, section quelconque, débordement ou surpression ;
- De 50 à 200 types de consommateurs différents peuvent être définis sur un même nœud : usages domestiques, industriels, hôteliers, périurbains, fuites ;
- Ajustement automatique des consommations pour les nœuds à faible pression (défense incendie, simulation de casses, études de sécurité) ;
- Simulation de modèles comportant des portions de réseau isolées;
- Identifiants de 12 caractères alphanumériques pour les nœuds, les conduites, les appareils, les types de consommateurs ;
- Données dynamiques pouvant être définies par pas de temps (par exemple horaire) ou de manière asynchrone sous forme de courbe date/valeur. Le nombre maximum de pas de temps est de 500 à 750 suivant les versions ;
- Asservissement des pompes et vannes à un niveau de réservoir ou à la pression en un nœud, amont ou aval, avec une consigne variable dans le temps.

### ***1.2.2. Modules optionnels***

Ce sont des modules complémentaires, qui complètent la version de base pour des utilisations approfondies.

#### ***i. Module qualité dynamique***

Ce module permet :

- Le calcul des temps de séjour ;
- La détermination de l'origine de l'eau et des zones d'influence des ressources et réservoirs, le renouvellement de l'eau dans les réservoirs ;
- La propagation d'espèces stables (polluant, nitrates, etc.) en régime permanent ou dynamique ;
- La modélisation évoluée de la consommation en chlore par le réseau ;
- L'établissement d'un modèle de dépôt-érosion pour la prédiction des dépôts de sédiments et le rinçage du réseau.

#### ***ii. Module de calcul des coûts d'exploitation***

Ce module évalue les coûts de production et de distribution associés à la production, au traitement et au refoulement.

### ***iii. Module de dimensionnement***

Ce module calcule automatiquement les diamètres d'extensions, pour des conditions de fonctionnement données, respectant des contraintes de pression minimum et de vitesse. Les diamètres sont choisis dans un bordereau de diamètres nominaux associé à chaque matériau, dans lequel figure également un coût / ml.

### ***iv. Calcul des coups de béliers***

Pendulo, logiciel couplé à Piccolo, permet l'étude de phénomènes transitoires sur les réseaux maillés. Pendulo est interfacé avec Piccolo à 100% et offre une présentation graphique des résultats. Pendulo est une application de type DOS 32 bits qui fonctionne en environnement Windows.

### ***1.2.3. Points forts de Piccolo***

Piccolo combine un grand nombre de concepts originaux qui le rendent à la fois simple et fiable, rapide et efficace pour la modélisation des petits et des grands systèmes.

#### ***i. Modélisation***

Les points forts de Piccolo sont :

- Les alarmes signalent les conditions de fonctionnement anormales, ou indiquent les changements d'état des appareils ;
- La modélisation des réservoirs offre un grand nombre d'alternatives : par exemple, lorsqu'un réservoir atteint la cote de trop-plein, le projecteur a la possibilité de le laisser déborder, ou de faire agir un robinet à flotteur ;
- La modélisation des consommations : de 50 à 200 types de consommateurs peuvent être définis et présents en un même nœud. Un coefficient de pointe peut être affecté à chaque type de consommateur et à chaque zone ;
- Les nœuds isolés : Piccolo signale qu'un ou plusieurs nœuds sont isolés, mais permet cependant de poursuivre le calcul sur le restant du modèle ;
- Le moteur de calcul est très performant et très robuste. Il est basé sur la méthode de résolution la plus efficace, la Méthode Hybride, et a été utilisé avec succès sur plus de 800 modèles, dont certains très complexes.

#### ***ii. Fonctions avancées***

Les fonctions avancées de Piccolo sont :

- Les opérateurs d'affectation des consommations permettent d'allouer automatiquement les consommations aux nœuds sur la base de relevés de consommation par rues ou par secteurs ;

- La simplification du modèle : un opérateur de fusion permet de supprimer des nœuds intermédiaires ou en antenne, soit par pointé avec la souris, soit globalement avec le langage de commande. Les consommations des nœuds éliminés sont reportées sur les nœuds adjacents. Un opérateur d'insertion permet à l'inverse de créer un nœud ou un appareil intermédiaire ;
- Le langage de commande : entièrement documenté, il permet un paramétrage complet de l'environnement de travail, et l'écriture de procédures (macros). Ce langage sous-jacent au mode menu, y compris dans la version Windows permet d'accéder à toutes les fonctions du logiciel ;
- Les deux fonctions précédentes permettent par exemple de construire un modèle cohérent de 500 nœuds, à partir d'un modèle détaillé de 5 000 nœuds.

### 1.3. Loop [*Manuel Loop*, 2004]

Le logiciel Loop est un programme qui sert à corriger les débits aux nœuds et les débits des tronçons, ces débits ont été obtenus par la répartition arbitraire tout en utilisant le débit d'entrée, soit du réservoir soit du forage, comme ce programme est déduit de la méthode de Hardy Cross, il nous donne aussi la vitesse de l'eau pour chaque tronçon. En plus, ce programme nous permet de connaître la pression dans les tronçons et les nœuds avec les pertes de charges. Loop a une limite pour la simulation d'où il peut traiter au maximum un réseau de 500 tronçons, et de 400 nœuds, au delà de ça, les résultats se divergent.

Il est important de spécifier le cas d'application de ce logiciel, il est valable que pour les réseaux maillés.

### 1.4. Epanet

Epanet est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau.

Ce logiciel est distribué gratuitement par l'agence (U.S. Environmental Protection Agency. EPA) depuis le mois de septembre 1993. Depuis, il est largement utilisé dans le monde entier grâce à

- Ses algorithmes de calcul les plus avancés ;
- Son interface graphique conviviale et intuitive ;
- Aux possibilités de relations avec d'autres logiciels d'application ;
- A l'existence d'une liste d'utilisateurs, lieu de communications et d'échanges.

### ***1.4.1. Qu'est ce qu'Epanet ?***

Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. Epanet calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

Epanet a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples: définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. Epanet offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

- L'utilisation en alternance des différentes ressources du système ;
- La modifier du régime de pompage ou de marnage des réservoirs ;
- La précision de l'usage des stations de rechloration (ou autres retraitements) en réseau ;
- La planification de l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

### ***1.4.2. Domaines d'utilisation d'Epanet***

L'utilisation d'Epanet est très diversifiée, et porte principalement sur :

- La régulation des pressions dans le réseau ;
- La détection des zones de fonctionnement déficitaire ;
- Le dimensionnement de travaux d'amélioration du réseau ou d'extension ;
- L'évolution de la qualité de l'eau et l'étude de traitement en différents points du réseau ;
- L'amélioration de la gestion des équipements (marnage des réservoirs), des coûts énergétiques (fonctionnement des stations de pompage.), du contrôle des débits d'eau (sectorisation du réseau), de la gestion de crise (suppression d'une ressource, rupture d'une canalisation maîtresse, introduction de contaminants dans le réseau).

### **1.4.3. Capacités d'Epanet pour la modélisation**

#### ***i. Modélisation Hydraulique***

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. Epanet contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée ;
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning ;
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable ;
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût ;
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, ...etc ;
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur) ;
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre ;
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple) ;
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

#### ***ii. Modélisation de la qualité de l'eau***

En plus des simulations hydrauliques, Epanet peut modéliser la qualité de l'eau, on dispose ainsi des capacités suivantes:

- La modélisation du déplacement d'un traceur pendant la durée de la simulation ;
- La modélisation des déplacements et les variations de concentration en plus ou en moins que subit une substance (par exemple un produit secondaire de désinfection, ou du chlore résiduel) ;
- La modélisation du temps de séjour de l'eau dans le réseau ;
- Indication à chaque nœud de la proportion d'eau provenant d'une ressource distincte ;
- La modélisation des réactions d'évolution de la qualité de l'eau dans la masse et aux parois ;

- L'utilisation des cinétiques d'ordre n pour calculer les réactions dans la masse d'eau ;
- L'utilisation des cinétiques d'ordre un ou zéro pour calculer les réactions aux parois des tuyaux ;
- La limitation de transfert de masse pour modéliser les réactions aux parois ;
- Fixation d'une concentration limite des réactions ;
- L'utilisation des coefficients de vitesse de réaction globale et des coefficients spécifiques pour certains tuyaux ;
- L'établissement d'une corrélation entre les coefficients de vitesse de réaction au niveau de la paroi en fonction de la rugosité du tuyau ;
- L'introduction d'une substance quelconque à différents emplacements du réseau variant dans le temps en débit massique ou en concentration ;
- Le mélange d'eau dans les réservoirs : mélange parfait, à flux piston ou en deux compartiments.

En utilisant ces capacités, Epanet peut modéliser des phénomènes en rapport avec la qualité de l'eau comme:

- Le mélange d'eau provenant de différentes sources;
- Le temps de séjour de l'eau dans le réseau;
- Diminution du chlore résiduel;
- L'accroissement des sous-produits de la désinfection;
- La diffusion d'un polluant dans le réseau, introduit en certains points.

#### ***1.4.4. Etapes 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.

Pour plus d'information sur le mode d'utilisation consulter le Manuel de l'Utilisateur pour Epanet 2.0.



### **1.4.5. Principes hydrauliques régissant les calculs du logiciel**

#### ***i. Lois de base du calcul***

La loi des nœuds et la loi des mailles constituent la base du calcul hydraulique. La loi des nœuds affirme que le débit entrant dans un nœud est quoiqu'il arrive égal au débit sortant de ce nœud et ce quelque soit le nombre d'entrées et de sorties dans ce nœud. La loi des mailles dit, quant à elle, que la différence de charge  $\Delta H$  (égale à la somme de la pression et de la cote au sol au point considéré) entre deux nœuds est égale à la perte de charge entre ces nœuds.

Cependant, pour pouvoir obtenir les charges et les débits pour chaque nœud et chaque tronçon, il est nécessaire que certains débits et certaines charges soient préalablement connus. Il s'agit des nœuds à charge fixée (réservoirs, bâches) qui imposent la charge de départ et ainsi permettent le calcul de la charge à chaque nœud de proche en proche. Il s'agit aussi des nœuds à débit fixé (définition des demandes à chaque nœud) qui permettent de connaître les débits dans les tronçons satisfaisants cette demande. Enfin l'écoulement se fait du nœud ayant la charge la plus élevée vers le nœud ayant une charge moins importante.

Le calcul des débits et des charges est lié et ne peut se faire indépendamment. Des lors, il est nécessaire de connaître l'une ou l'autre des données à chaque nœud pour permettre l'aboutissement du calcul.

#### ***ii. Calcul des pertes de charges***

##### ***Calcul des pertes de charge linéaires***

Le calcul des pertes de charge linéaires sur le logiciel peut se faire par le biais de trois formules différentes (Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning. La formule de Hazen-Williams est fortement utilisée aux Etats-Unis et présente la particularité d'être utilisable uniquement pour l'eau, elle a été développée pour les écoulements turbulents. La formule de Chezy-Manning est plus souvent utilisée pour les canaux à découvert et pour les grands diamètres.

Nous avons choisis d'utiliser la formule de Darcy-Weisbach qui traite les écoulements de tout type et pour tout liquide.

Les trois formules utilisent l'équation suivante pour calculer les pertes de charges dans chaque tronçon :

$$h = A \cdot q^B$$

avec,  $h$  : perte de charge en unité de longueur ;  $A$  : coefficient de résistance ;  $q$  : débit et  $B$  : l'exposant du débit.

Les coefficients  $A$  et  $B$  varient suivant les formules. Pour la formule de Darcy-Weisbach, nous avons

$$A = 0.0827 f(\varepsilon, d, q). d^{-5}. L$$

avec, L : longueur en m du tronçon ; d : diamètre du tuyau en m ; q : débit en m<sup>3</sup>/s et  $\varepsilon$  : coefficient de rugosité de la conduite en m.

La rugosité correspond à la hauteur des aspérités à la surface de la paroi intérieure d'une canalisation. Plus cette rugosité est importante, plus la perte de charge croît. La rugosité, représentative de l'état intérieur d'une conduite, croît selon la nature de la canalisation (fonte plus rugueuse que le PVC) et avec l'âge de la canalisation.

Si la rugosité dépasse une certaine valeur (plus de 2 mm) dans une zone de la conduite, on considère celle-ci comme une singularité.

### *iii. Calcul des pertes de charge singulières*

Les pertes de charge singulières représentent la présence ponctuelle d'un obstacle à l'écoulement (vanne partiellement ou totalement ouverte, coude té ou obstacle non identifié).

La formule utilisée est la suivante :

$$H = \xi * \frac{V^2}{2g}$$

Avec, V : vitesse de l'écoulement en m/s ;

$\xi$  : coefficient de perte de charge singulière et g : l'accélération de la pesanteur en m/s<sup>2</sup>.

Le coefficient  $\xi$  caractérise la nature de l'obstacle. A titre d'exemple on attribue un coefficient de perte de charge singulière de 10 à une vanne à boule entièrement ouverte et 0,6 à un coude de grand rayon.

Pour la modélisation de notre réseau, nous opterons pour Epanet en raison de sa disponibilité et ses performances approuvées par un grand nombre d'utilisateurs.

## **2. PRESENTATION DU RESEAU DE BOURKIKA**

### **2.1. Système de collecte et d'adduction existant**

#### ***2.1.1. Ressources mobilisées***

L'alimentation de la commune de Bourkika se fait à partir des forages sur lieu et de la station de pompage située au douar Ben Omar, l'apport de cette dernière provient du barrage de Bouroumi (El Moustakbel) et d'un champ captant (Mitidja Ouest).

#### ***i. Chaîne de forages Mitidja Ouest***

Elle est composée de deux (2) champs captant, le premier se situe à Mitidja Ouest et contient douze (12) forages, le deuxième se situe entre la commune de Attatba et celle d'Ahmar El Ain et contient deux (2) forages. Leur capacité de production est d'environ 4219 m<sup>3</sup>/j.

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques des différents forages.

Tableau V-1 : Caractéristiques des forages Mitidja Ouest

Forage		Organisme de gestion	Débits d'exploitation (l/s)		CTN
			Initial	Actuel	
Mitidja Ouest	F1 Est	SEAAL	9,00	-	78,00
	F2 Bis	SEAAL	10,00	5,00	78,00
	F3	SEAAL	36,00	-	69,00
	F4	SEAAL	15,00	-	78,00
	F5	SEAAL	20,00	-	78,00
	F6	SEAAL	15,00	2,77	76,60
	F7	SEAAL	15,00	-	70,90
	F8	SEAAL	15,00	2,50	70,50
	F9	SEAAL	10,00	5,00	71,40
	F10	SEAAL	15,00	5,84	71,00
	F11	SEAAL	15,00	8,33	71,00
	F12	SEAAL	0,00	10,00	70,00
Attatba	F804	SEAAL	-	6,95	-
	F805	SEAAL	-	6,95	-

Le tableau suivant présente les conduites d'adduction des forages en fonction du matériau et du diamètre

Tableau V-2 : Caractéristiques des conduites de refoulement des forages Mitidja Ouest

Départ	Arrivée	Diamètre (mm) et Matériau de la conduite	Longueur (ml) de la conduite	Année de mise en service
Chaîne de forages Mitidja + Attatba	Réservoir 500 m <sup>3</sup>	Ø250 en PEHD	16600,00	depuis 2007
		Ø110 en PEHD	233,00	depuis 2007
		Ø150 en Fonte	252,00	depuis 2000
		Ø100 en Fonte	433,00	depuis 2000
		Ø 200 en A/C	1375,00	depuis 2000
		Ø 150 en A/C	978,00	depuis 2003
		Ø 100 en A/C	390,00	depuis 2003
		Ø 100 en Acier	548,80	depuis 2003
		Ø 200 en PVC	1659,00	depuis 2003
		Ø 160 en PVC	420,00	depuis 2003

### ii. *Champ de captage Bourkika*

Ce champ captant est composé de six (6) forages,  $F_{Bis}$  (PhotoV-1, V-2),  $F_{Naftal1}$  (PhotoV-3),  $F_{Naftal2}$  (PhotoV-4),  $F_{Henni}$ ,  $F_{Kerfa}$ ,  $F_{Sahel}$ . Ces deux derniers sont destinés pour l'alimentation de l'agglomération Sahel. Quant aux forages  $F_{Bis}$ ,  $F_{Naftal1}$ ,  $F_{Naftal2}$  sont destinés uniquement à l'alimentation de Bourkika contrairement au forage  $F_{Henni}$  qui alimente les deux agglomérations. Ils alimentent directement la conduite d'adduction.

Les caractéristiques des forages sont illustrées dans le tableau ci-dessous

*Tableau V-3 : Caractéristiques des forages de Bourkika*

Forage		Organisme de gestion	Débits d'exploitation (l/s)	CTN (m)
F1	Henni	SEAAL	4,16	82,00
F2	Sahel	SEAAL	5,00	102,00
F3	Bis	SEAAL	5,83	87,20
F4	Naftal 1	SEAAL	5,27	95,00
F5	Naftal2	SEAAL	4,16	95,00
F6	Kerfa	SEAAL	4,62	90,00

Les forages qui alimentent Bourkika totalisent un débit de 15,26 l/s avec une durée de pompage de 12 heures par jour, ce qui fait 659,3 m<sup>3</sup>/j.

Le tableau ci-dessous illustre les conduites de refoulement des différents forages de Bourkika en fonction du matériau et du diamètre, de la sortie de chaque forage jusqu'à la conduite d'adduction principale.

*Tableau V-4 : Caractéristiques des conduites de refoulement des forages de Bourkika*

Départ	Arrivée	Diamètre (mm) et Matériau de la conduite	Longueur (ml) de la conduite	Année de mise en service
Chaîne de forages Mitidja	Conduite par refoulement en Amiante ciment	Ø 150 en A/C	606,10	Depuis 2003
		Ø150 en Acier	3185,60	



*Photo V-1 : forage F3 BIS*

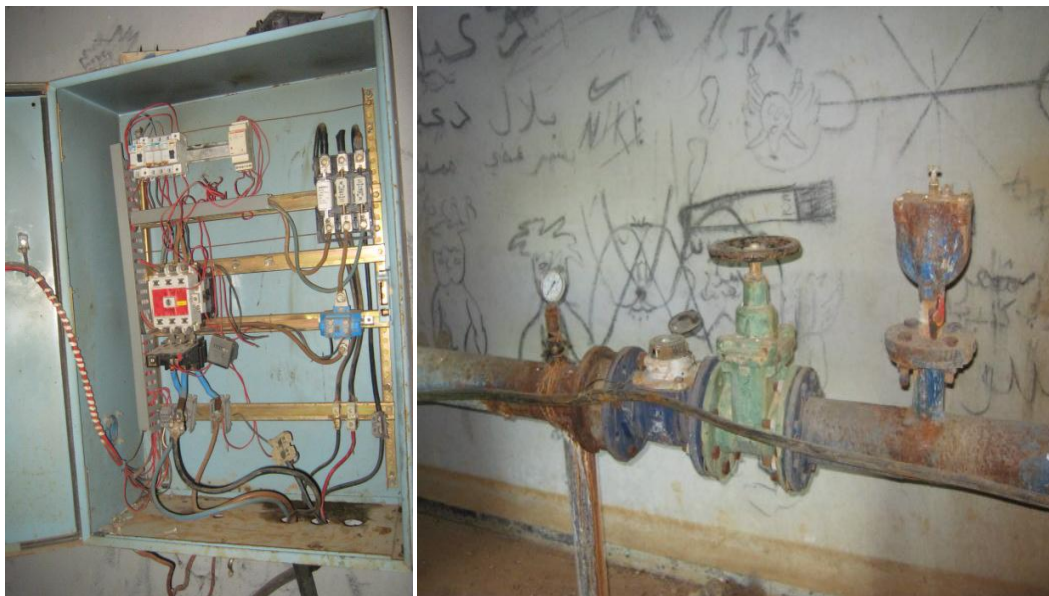


*Photo V-2 : Les équipements électriques du forage F3 BIS*

Il est nécessaire de mettre en place une nouvelle armoire afin de protéger les équipements électriques et de remplacer la serrure de la porte d'entrée pour sécuriser les lieux du vandalisme.



*Photo V-3 : Forage F4 NAFTAL 1*



*Photo V-4: Les équipements du Forage F5 NAFTAL 2*

### **2.1.2. Station de pompage Brahim Ben Omar**

Cette station de pompage englobe une mini station de traitement et deux (2) réservoirs jumelés de capacité de 500 m<sup>3</sup> chacun avec une cote du radier de 84 m.

La station de traitement est constituée de postes de Coagulation, Filtration et de Décantation, et dispose d'une capacité théorique de 5000 m<sup>3</sup>/j. Actuellement, elle est d'environ 3530 m<sup>3</sup>/j (soit 70,6 % de sa capacité de production). Elle assure uniquement le traitement des eaux provenant du barrage de Bouroumi.

Un réservoir stocke uniquement les eaux traitées du barrage, le deuxième stocke les eaux souterraines.

Ces eaux sont mélangées avant le refoulement.

La station de pompage (Photo V-5) est équipée de trois (3) pompes travaillant en alternance (16h/24) chacune, elles assurent un débit d'environ 7750 m<sup>3</sup>/j qui alimente la ville d'Ahmar el Ain et plusieurs Douars avant d'arriver enfin à Bourkika. Le débit atteignant cette dernière est d'environ 1100 m<sup>3</sup>/j.



*Photo V-5 : Station de pompage Brahim Ben Omar et le réservoir 2×500m<sup>3</sup>*

### **2.1.3. Adduction**

Une seule conduite d'adduction par refoulement relie la station de pompage au réservoir 1000 m<sup>3</sup> en passant par la ville d'Ahmar el Ain. Elle totalise un linéaire de 16000 ml réparti en trois (3) tronçons de diamètres et de matériaux différents tels que (Figure V-1) :

- 5068 ml en PEHD de diamètre  $\Phi$ 400 mm jusqu'au niveau de Ahmar el Ain ;
- 5054 ml en amiante ciment de diamètre  $\Phi$ 300 mm ;
- 5950 ml en amiante ciment de diamètre  $\Phi$ 200 mm.

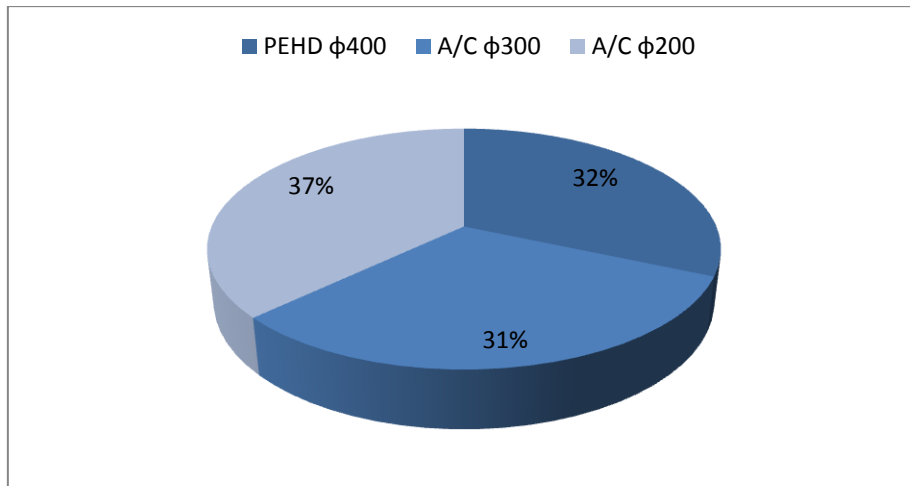


Figure V-1: Répartition du linéaire de la conduite d'adduction par matériau

La figure V-2 représente le système de collecte et d'adduction de la commune d'Ahmar El Ain et de Bourkika.

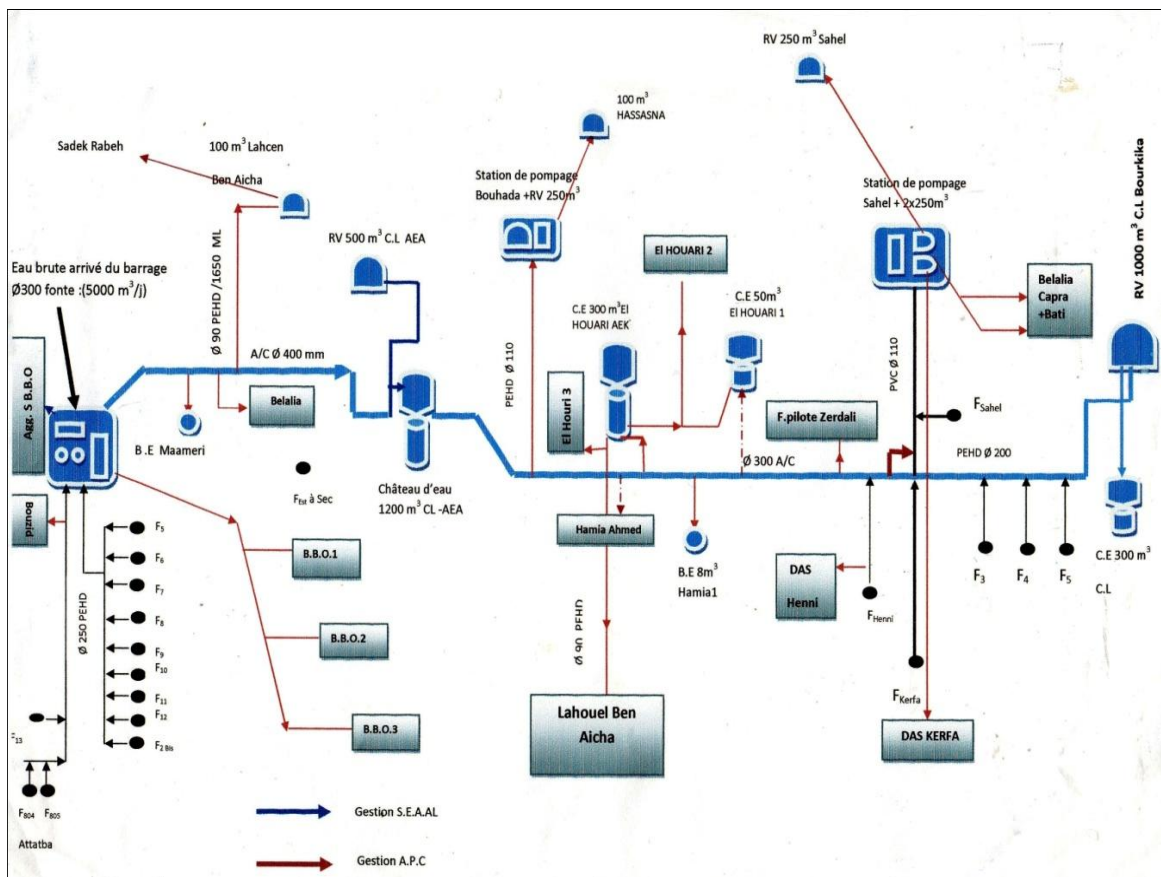


Figure V-2 : Système de collecte et d'adduction de la commune d'Ahmer El Ain et Bourkika

La figure V-3 illustre l'inventaire des débits des différentes zones considérées

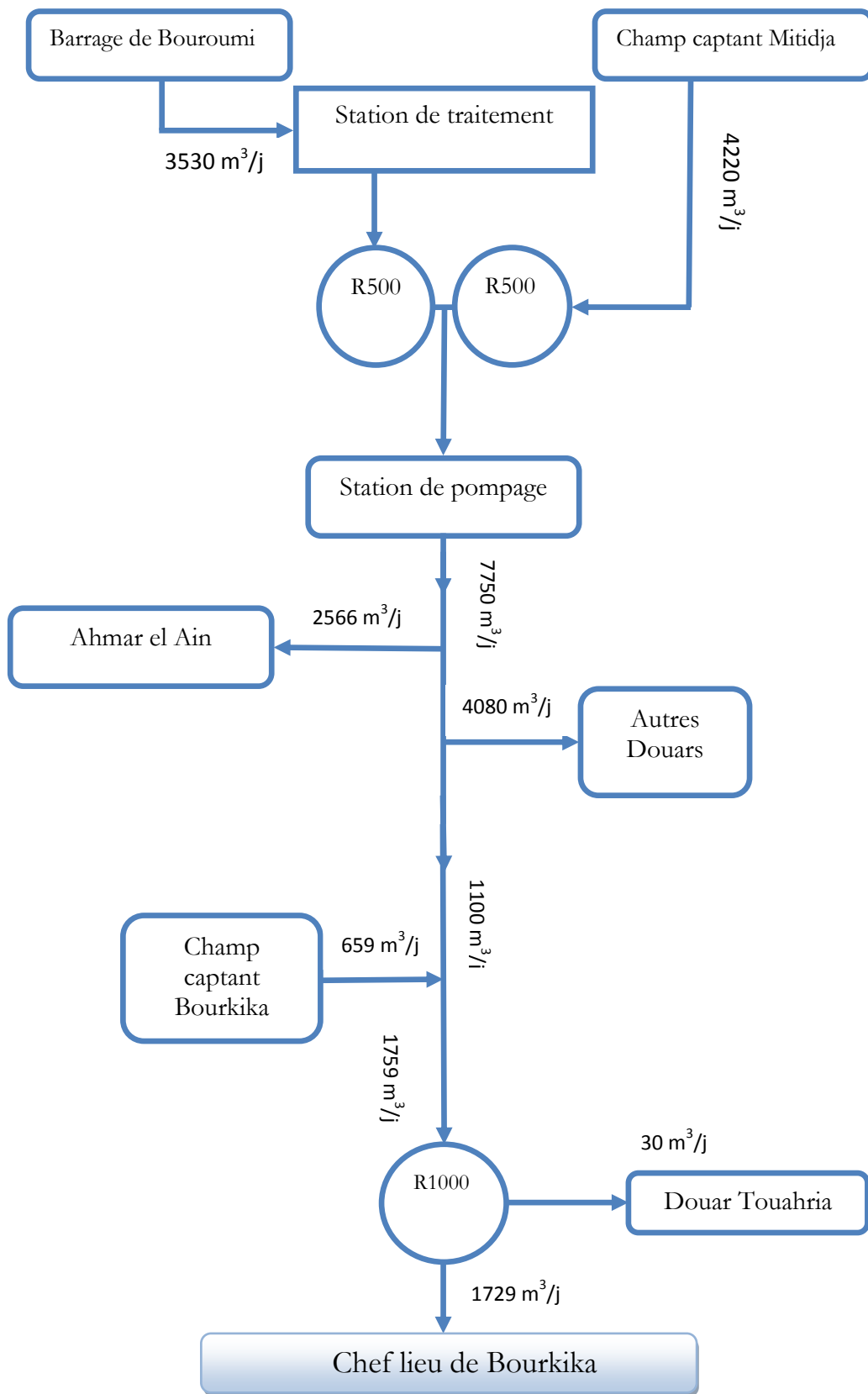


Figure V-3 : Inventaire des débits des différentes zones considérées



## 2.2. Ouvrages de stockages et de distribution

### 2.2.1. Réservoir 1000 m<sup>3</sup>

Cet ouvrage (Photo V-6) a été réalisé en 1982 à une altitude de 152 m (CTN). Il est de type semi-enterré, il est destiné pour l'alimentation du chef lieu de la commune de Bourkika et du douar Touahria. Ce dernier reçoit 30 m<sup>3</sup>/j par le biais d'une station de pompage composée de deux (2) pompes qui fonctionnent alternativement (1j/2) durant de 3heures par jour (Photo V-6, V-7).



*Photo V-6 : Réservoir 1000 m<sup>3</sup> et sa station de pompage*

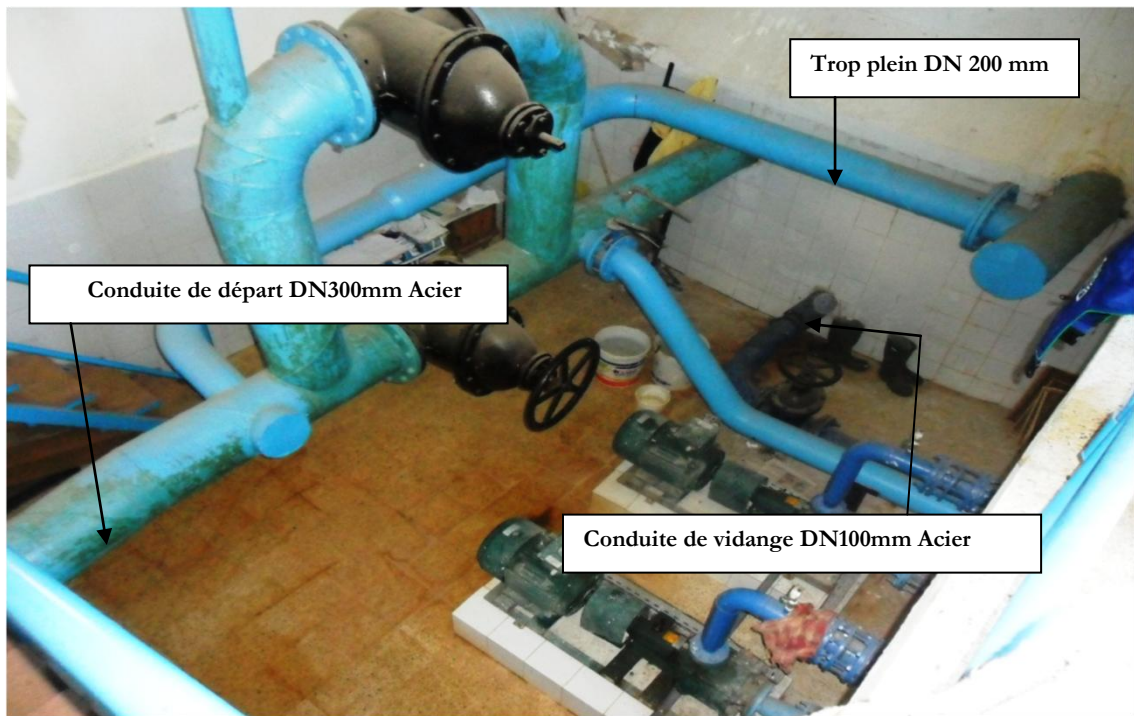


Photo V-7 : Chambre de manœuvre du réservoir 1000 m<sup>3</sup>

Nous constatons que les équipements hydromécaniques sont en bon état.

### 2.2.2. Réservoir 300 m<sup>3</sup>

Cet ouvrage a été réalisé en 1975, il est de type surélevé, il a été mis hors service par les gestionnaires du réseau après une expertise établie par l'organe de contrôle (CTC) en 2008, et ce suite à la dégradation de l'ensemble de l'ouvrage.

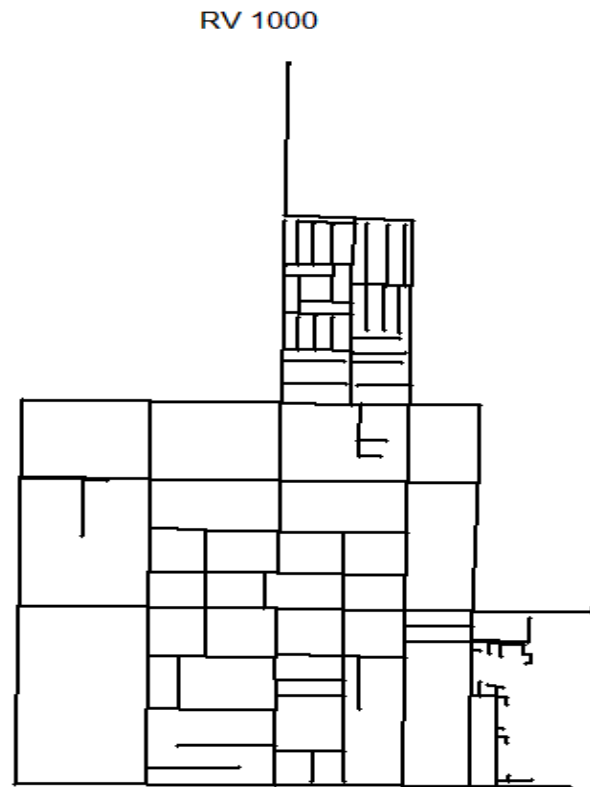
Ce château d'eau était destiné pour desservir la cité Bel Alia qui est actuellement alimentée par le réservoir 1000 m<sup>3</sup>.



Photo V-8 : Réservoir 300m<sup>3</sup>

### 2.3. Réseau de distribution

Une grande partie du réseau de distribution du chef lieu de Bourkika est de type maillé avec quelques ramifications (Figure V-5). Il est constitué de plusieurs matériaux à savoir l'amiante ciment, l'acier galvanisé, le PVC, et le PEHD.



*Figure V-5 : Schéma du réseau de distribution*

Le réseau de distribution compte une longueur totale de 17562,14 ml dont 12072 ml en A/C, 1136.5 ml en acier galvanisé, 2890.64 ml en PVC, et 1463 ml en PEHD.

Les conduites en amiante ciment sont réalisées en 1984, seules les extensions qui datent en général depuis 2001.

Tout le système est contrôlé à l'aide de vannes bouche à clé.

*Tableau V-5 : Caractéristiques des conduites de distribution*

matériaux	Diamètre (mm)	Longueur (ml) de la conduite
Amiante Ciment	300	2340,00
	250	249,00
	200	437,00
	150	3187,00
	100	4077,00
	80	1782,00
Acier Galvanisé	100	140,00
	80	379,50
	50	507,00
	40	110,00
PVC	110	74,16
	90	746,00
	63	2070,48

PEHD	110	605,00
	90	329,50
	63	225,00
	50	98,50
	40	205,00

La figure V-6 présente la répartition du linéaire des conduites de distribution en fonction de leur matériau.

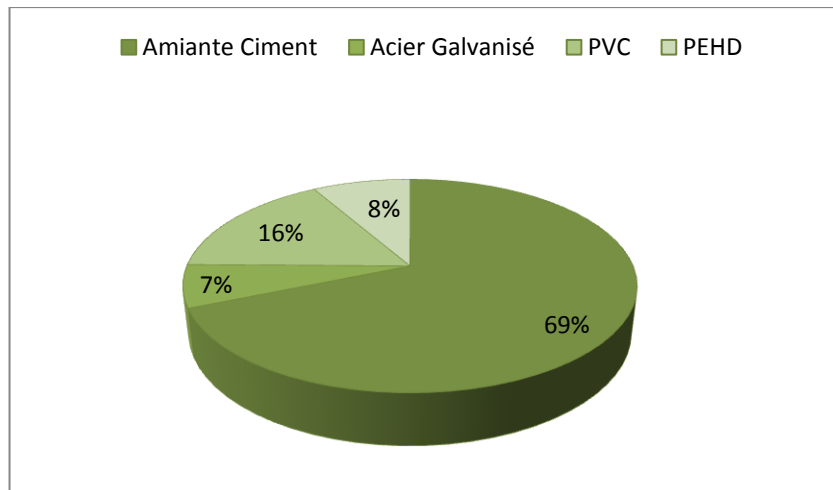


Figure V-6 : Répartition du linéaire des conduites par matériau

Cette deuxième figure décrit la répartition du linéaire des conduites de distribution en fonction du diamètre et du matériau.

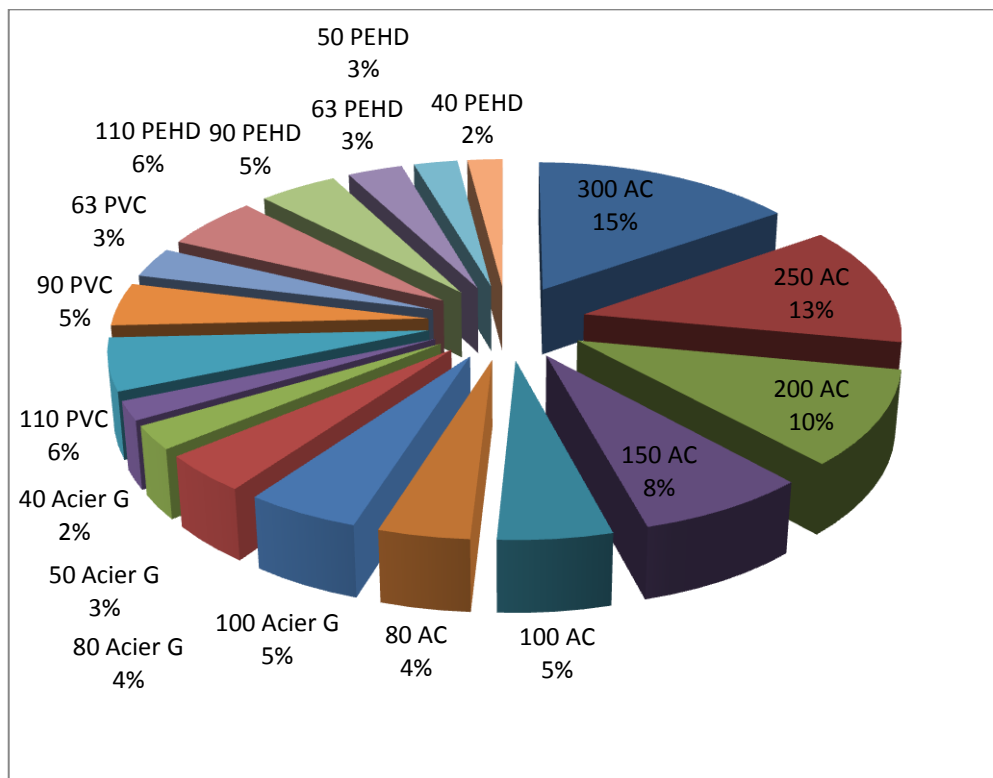


Figure V-7 : Répartition du linéaire des conduites par diamètre et matériau

Tableau V-6 : Programme de distribution de la ville de Bourkika

[SEAAAL, Ahmar El Ain, 2012]

Commune	Population	Fréquence d'alimentation	Plage horaire
Bourkika	10899	Quotidien	6:00-11:00

### 3. ELABORATION DU MODELE NUMERIQUE DU RESEAU DE BOURKIKI

Dans cette étape, nous allons élaborer un modèle du réseau sur *Epanet*, donc on passera par l'étape de la saisie de toutes les données nécessaires à la modélisation : longueurs, diamètres, rugosités des conduites, les cotes, et les consommations aux nœuds. [Guesmia, 2008]

Pour assurer la bonne exécution de cette étape on a fait une collecte de données en effectuant des déplacements sur terrain en s'appuyant sur des documents délivrés par la subdivision d'Hydraulique et la SEAAAL d'Ahmar El Ain, puis nous les avons confirmés avec celles données par le bureau d'étude.

Après un mois, ce travail a été validé par une commission de suivi dans la réunion organisée au siège de l'APC de Bourkika le 24/05/2012 en notre présence et celle des représentants du maître de l'ouvrage, des collectivités locales, de l'ADE d'Alger, de la SEAAAL, de la subdivision de l'hydraulique de la Daïra de Ahmar El Ain, ceux de la direction des ressources en eau de la Wilaya de Tipaza.

#### 3.1. Tracé du réseau de Bourkika

La figure V-8 présente le tracé du réseau de Bourkika

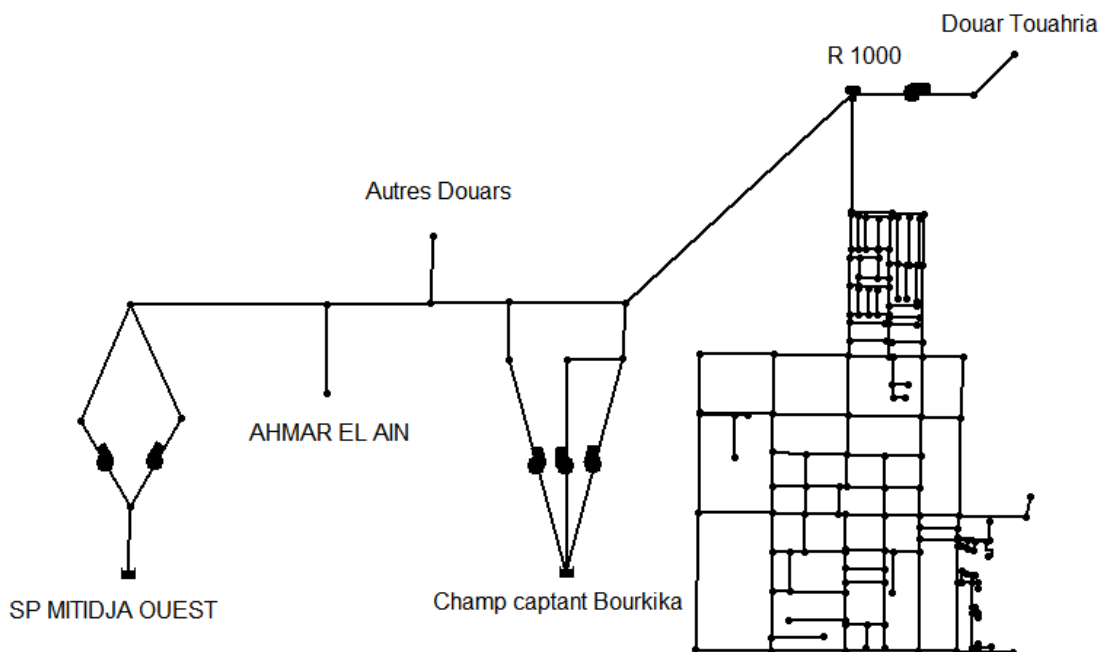


Figure V-8 : tracé du réseau de Bourkika

### 3.2. Rugosité des conduites

La rugosité varie selon le matériau et l'âge de la conduite.

Pour les différents matériaux des conduites à savoir acier, PVC, PEHD, et amiante ciment nous avons attribué respectivement les coefficients de rugosité 0,1 - 0,0015 - 0,01 - 0,1 mm.

Dans notre cas, le réseau date des années 80, nous prenons un coefficient de 1 mm.

### 3.3. Demandes aux nœuds

Le débit sortant d'un nœud est une donnée très importante et en même temps influente dans le calcul hydraulique. Le problème rencontré est comment identifier les abonnés alimentés par ce nœud afin de leur attribuer une consommation.

Nous avons supposé que la population était répartie d'une façon homogène, puis nous avons calculé les débits par unité de surface pour les besoins domestiques et des équipements qu'on a multiplié par leurs surfaces respectives. Les débits obtenus sont affectés aux nœuds chargés de leur alimentation.

### 3.4. Variation journalière de la consommation

Le logiciel *Epanet*, nous permet de simuler l'écoulement dans le réseau sur une période de 24h ou plus. La consommation varie le long de la journée et dépend des coutumes et habitudes de la population.

#### ***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 bêche, 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.

Durant cette période, la valeur du paramètre ne change pas, elle reste égale au produit de sa valeur moyenne et du multiplicateur de la courbe de modulation pour cette période de temps. Bien que toutes les courbes de modulation doivent utiliser le même intervalle de temps, chacune peut avoir un nombre différent de périodes. [*Manuel Epanet*, 2003]

La figure V-9 illustre l'histogramme de modulation pour une distribution H24.

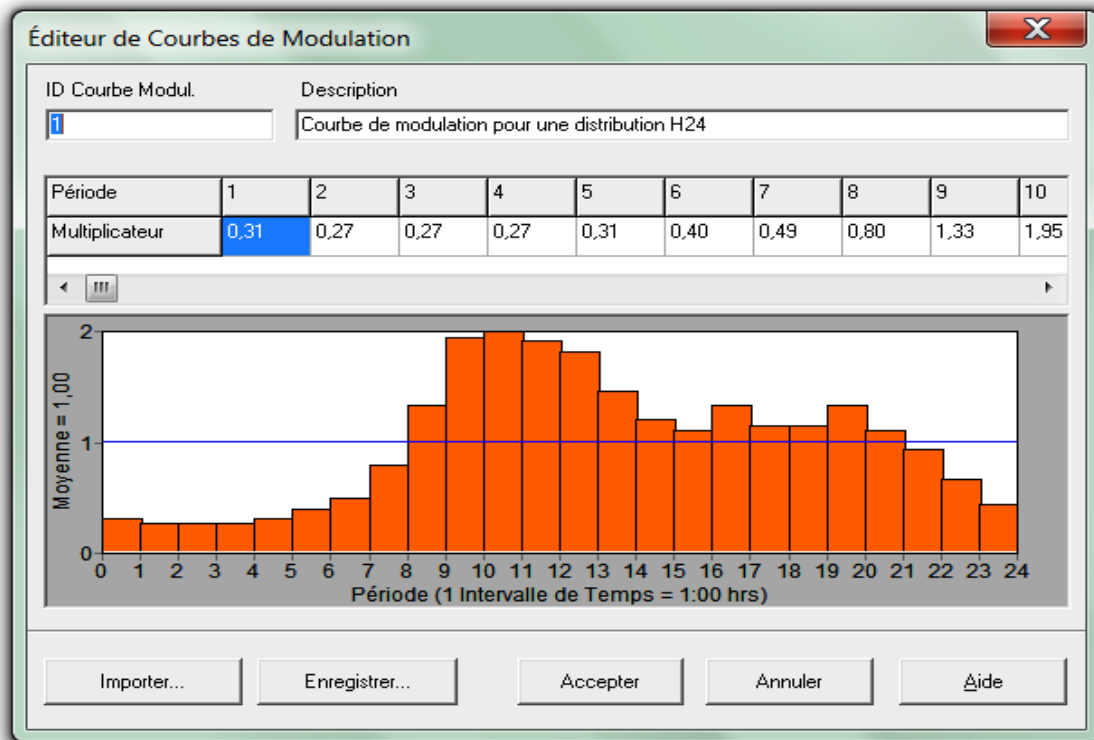


Figure V-9 : Histogramme de modulation pour une distribution H24 [SEAL, 2012]

#### 4. SIMULATION

L'objectif attendu de cette étape de notre étude est de faire l'état des lieux actuels puis de proposer les scénarii les plus probables, et de suggérer des solutions pour résoudre les problèmes rencontrés.

##### 4.1. Etat actuel avec ressource disponible

Cette première simulation a été faite dans le but de confirmer les observations constatées sur terrain telles que la variation du niveau du réservoir, la pression dans les différents points du réseau. Pour se faire, nous avons pris le cas existant en allongeant la période de distribution de 6 à 24 h.

Les résultats de cette simulation sont les suivants :

Les figures V-10, V-11 regroupent respectivement les résultats d'une simulation de l'état actuel à 11:00 et la variation du débit produit et consommé dans le système en fonction du temps.

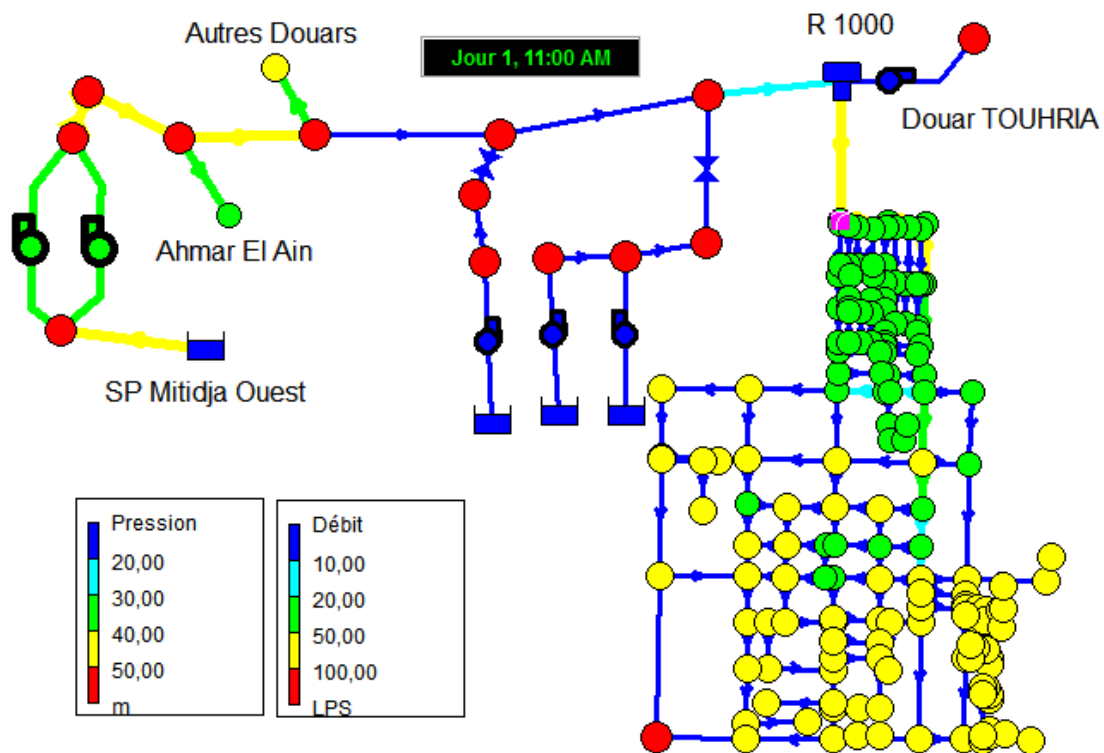


Figure V-10 : Simulation d'état actuel 2012

Le débit de production est constant et il est de l'ordre de 96,4 l/s. Le débit de consommation varie entre 83,17 et 118,50 l/s.

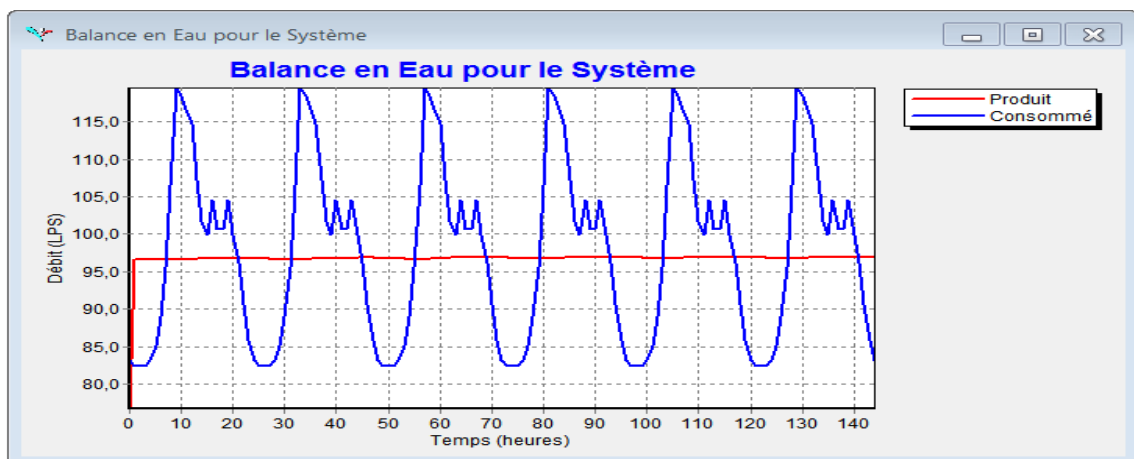


Figure V-11 : Balance en eau pour le système actuel (alimentation H24)

La figure V-12 illustre le débit d'adduction réservé à la ville de Bourkika qui est de 20,11 l/s en moyenne.



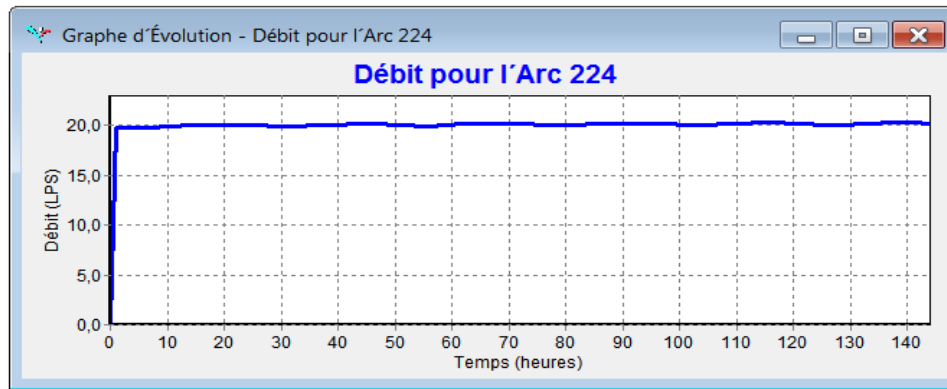


Figure V-12 : Débit actuel d'adduction de Bourkika

On remarque à travers la figure V-13 que le réservoir perd son niveau rapidement. En effet, il atteint son niveau minimal après 14 heures de fonctionnement, pour entamer une reprise de remplissage après 9 heures d'arrêt de fonctionnement.

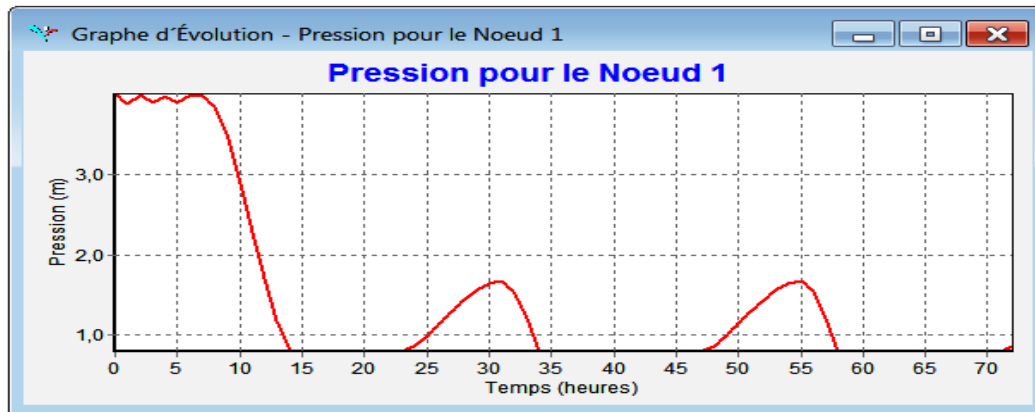


Figure V-13 : Evolution du niveau d'eau dans le réservoir

Toutefois, il convient de signaler que le niveau maximal du réservoir n'a jamais été atteint.

D'après la figure V-14, nous remarquons que le niveau n'a jamais dépassé 1,80 m.

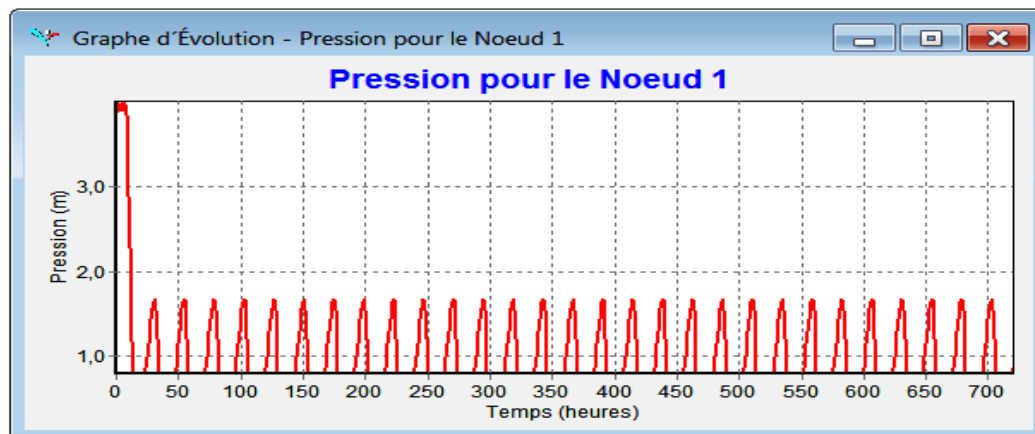


Figure V-14 : Evolution du niveau d'eau dans le réservoir pendant 720 h

Pour ce qui concerne les pressions dans le réseau, nous les avons observé à 11:00 la où la consommation est maximale. Le point critique est un immeuble de R+4 situé au sud-ouest de la ville. Cet immeuble a besoin d'une pression au sol égale à 28 mètre d'eau ( $\cong 2,8 \text{ bar}$ ).

Les figures V-15, V-16 montrent que la pression en heure de pointe varie entre 33 et 53m, donc les pressions sont satisfaisantes.

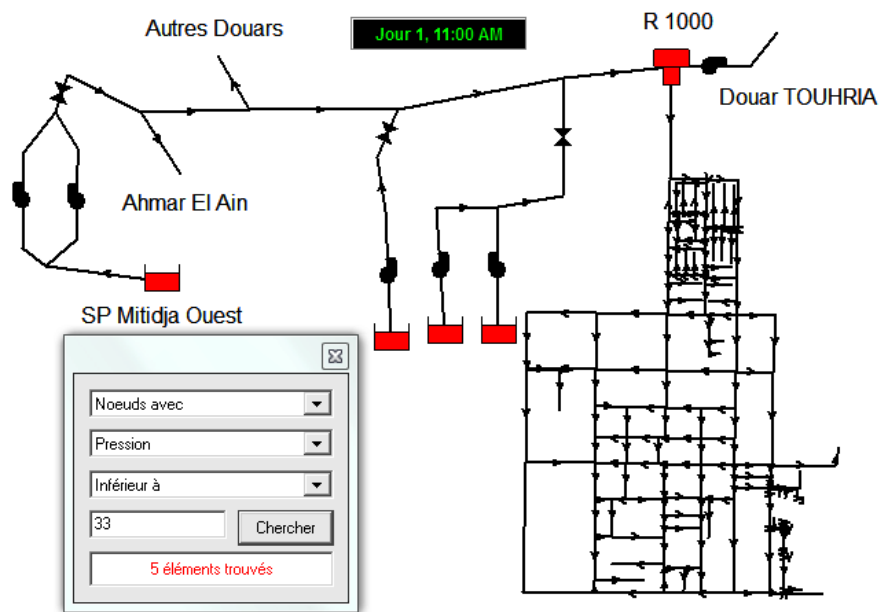


Figure V-15 : Nœuds avec pression inférieure à 33m

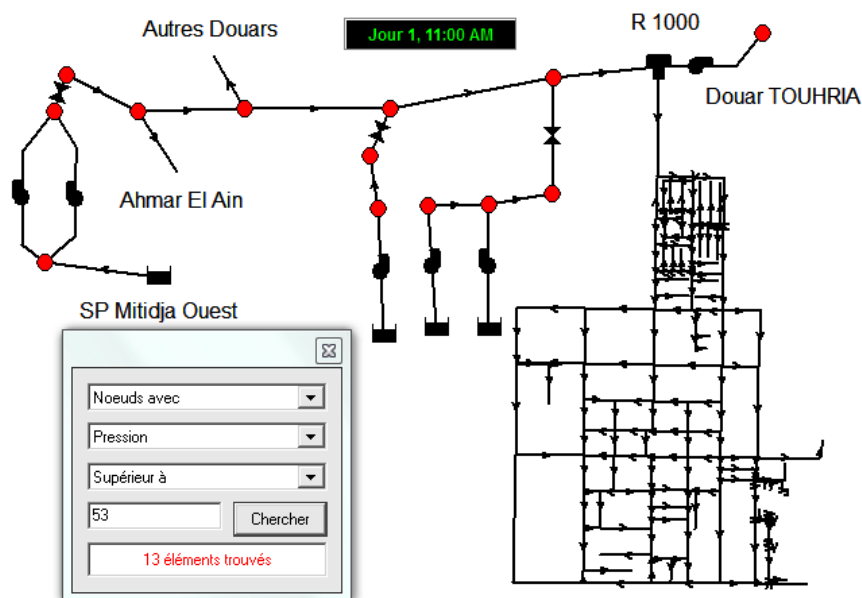


Figure V-16 : Nœuds avec pression supérieure à 53m

Les figures V-17, V-18 montrent que les vitesses sont très faibles, et sont de l'ordre de 0,3 m/s.

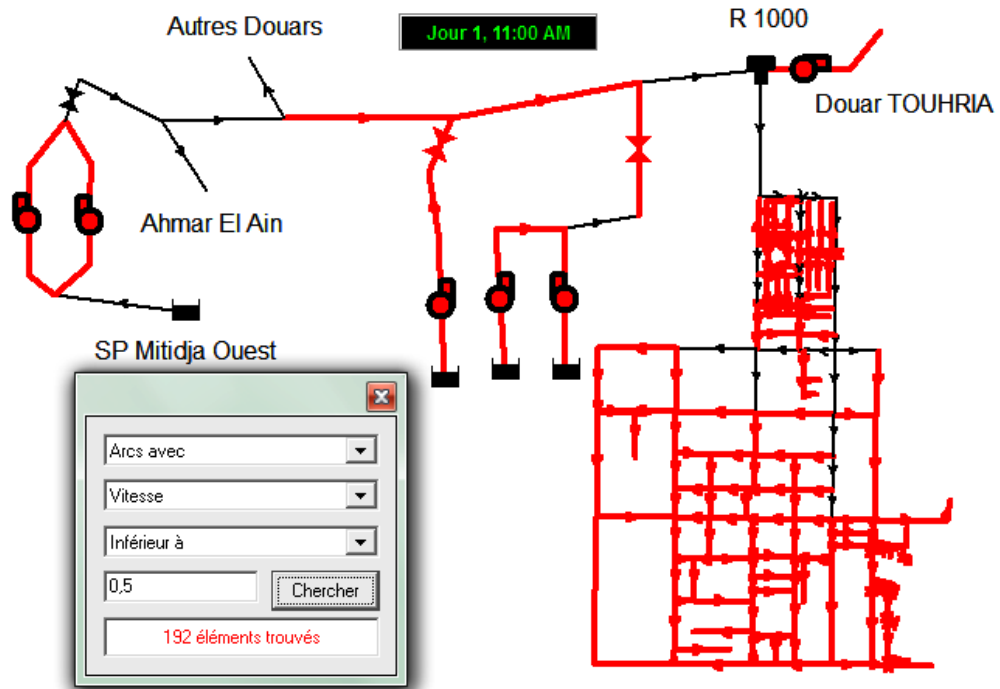


Figure V-17 : Arcs avec vitesse inférieure à 0,5 m/s

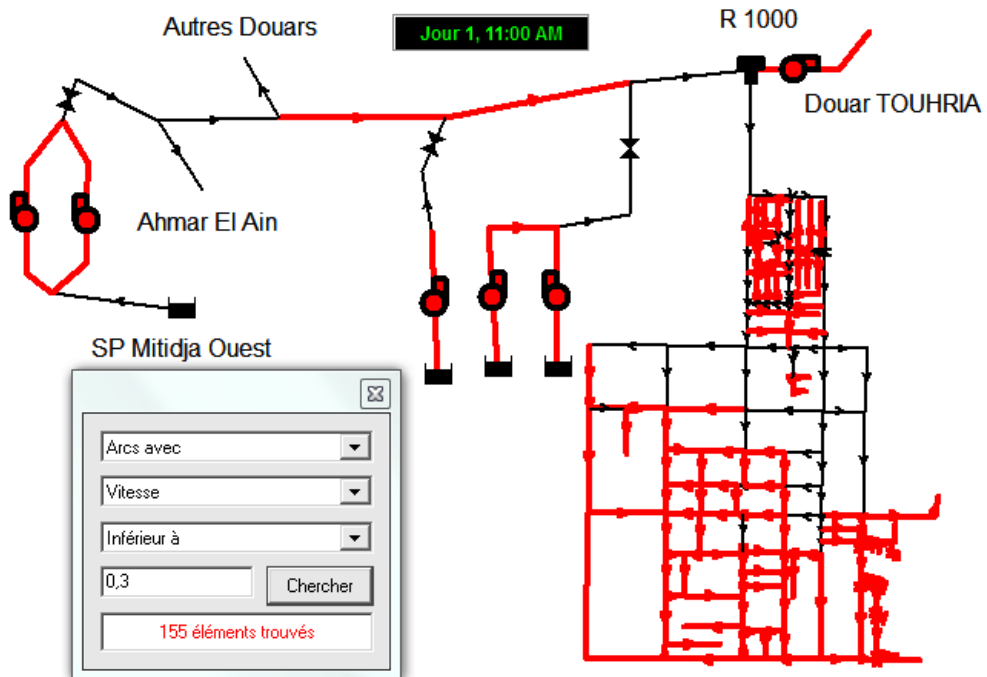


Figure V-18 : Arcs avec vitesse inférieure à 0,3 m/s

### 4.2. Etat actuel avec l'apport supplémentaire

Dans cette partie, nous avons compensé le déficit d'apport qui est de 12 l/s.

Les figures V-19, V-20 présentent les nouveaux résultats de simulation.

Le débit attribué à Bourkika est de 32 l/s.

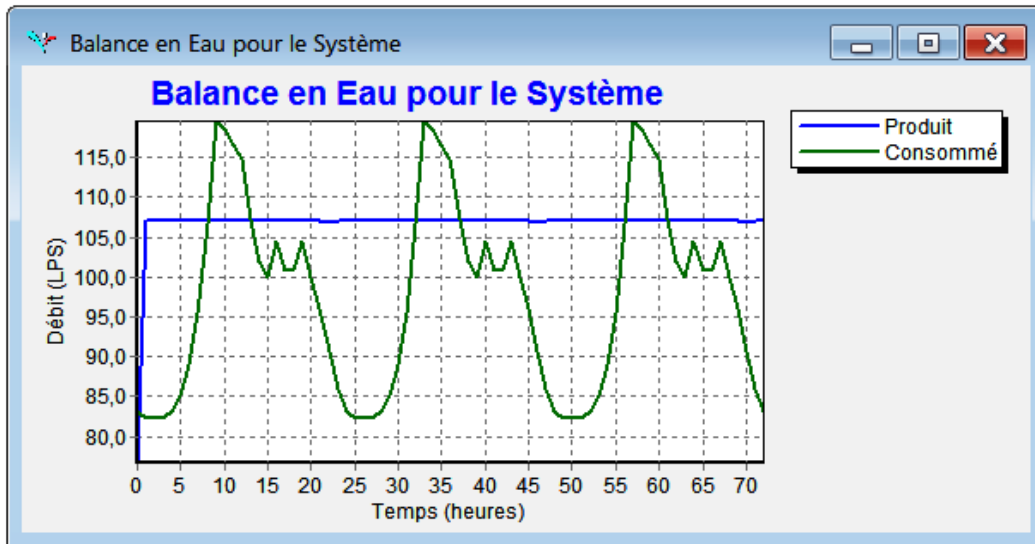


Figure V-19 Balance en eau pour le système sans déficit

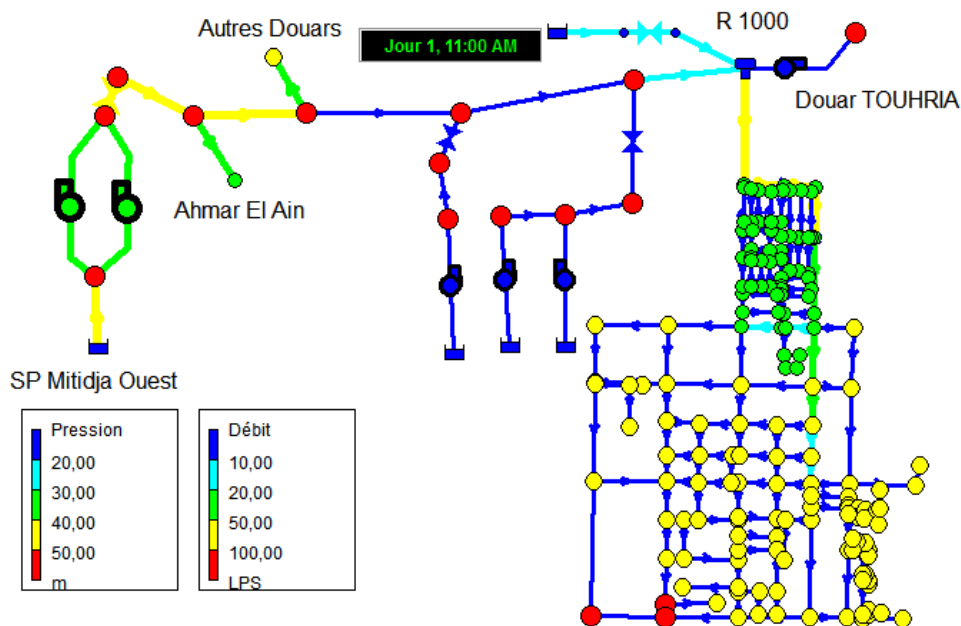


Figure V-20 : Simulation de l'état actuel avec apport suffisant

D'après la figure V-21 le réservoir joue son rôle qui est de réguler le débit sans qu'il se vide ou qu'il déborde, son niveau varie entre 1,17 et 3,95 m. Le problème est donc au niveau de la ressource et non pas dans la capacité du réservoir.

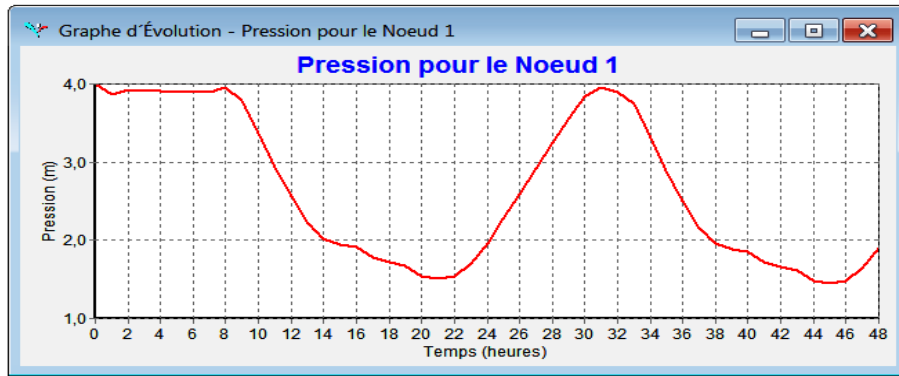


Figure V-21: Evolution du niveau d'eau dans le réservoir avec l'apport nécessaire

Des figures V-22, V-23, nous avons constaté que les pressions sont restées telles qu'elles étaient avant l'apport supplémentaire.

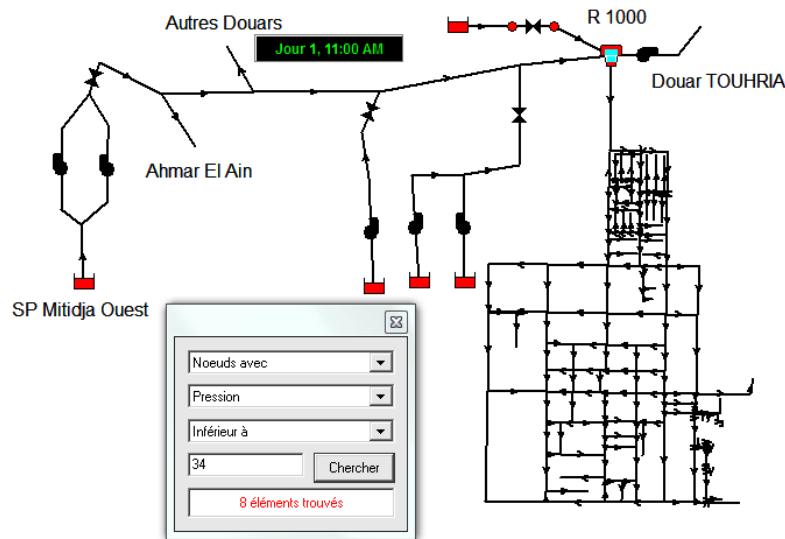


Figure V-22 : Nœuds avec pression inférieure à 34 m

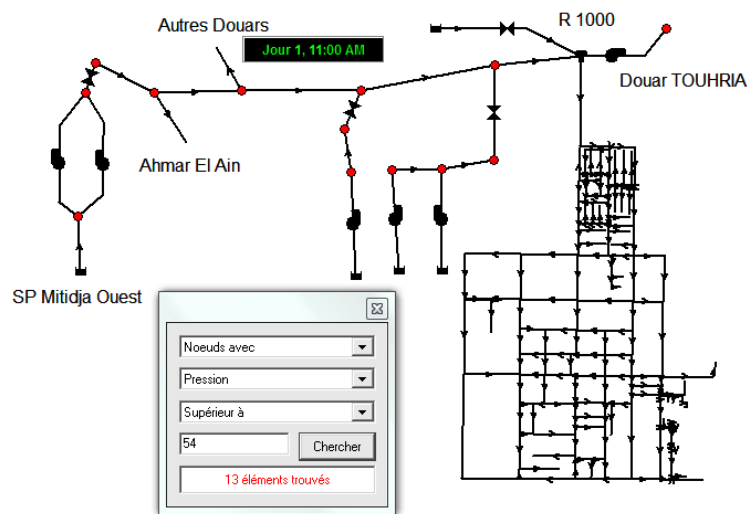


Figure V-23 : Nœuds avec pression supérieure à 54m

Les figures V-24, V-25, et V-26 montrent que les vitesses sont restées relativement faibles, sauf pour quelques tronçons où elles ont dépassé les 0,5 m/s, mais aucune conduite n'a dépassé la barre de 1 m/s

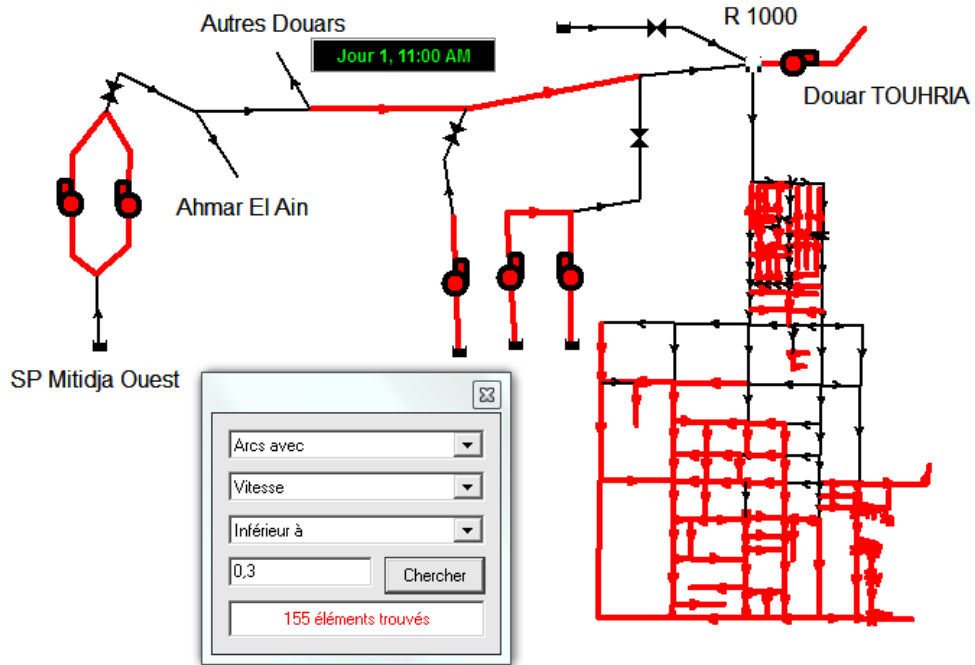


Figure V-24 : Arcs avec vitesse inférieure à 0,3 m/s

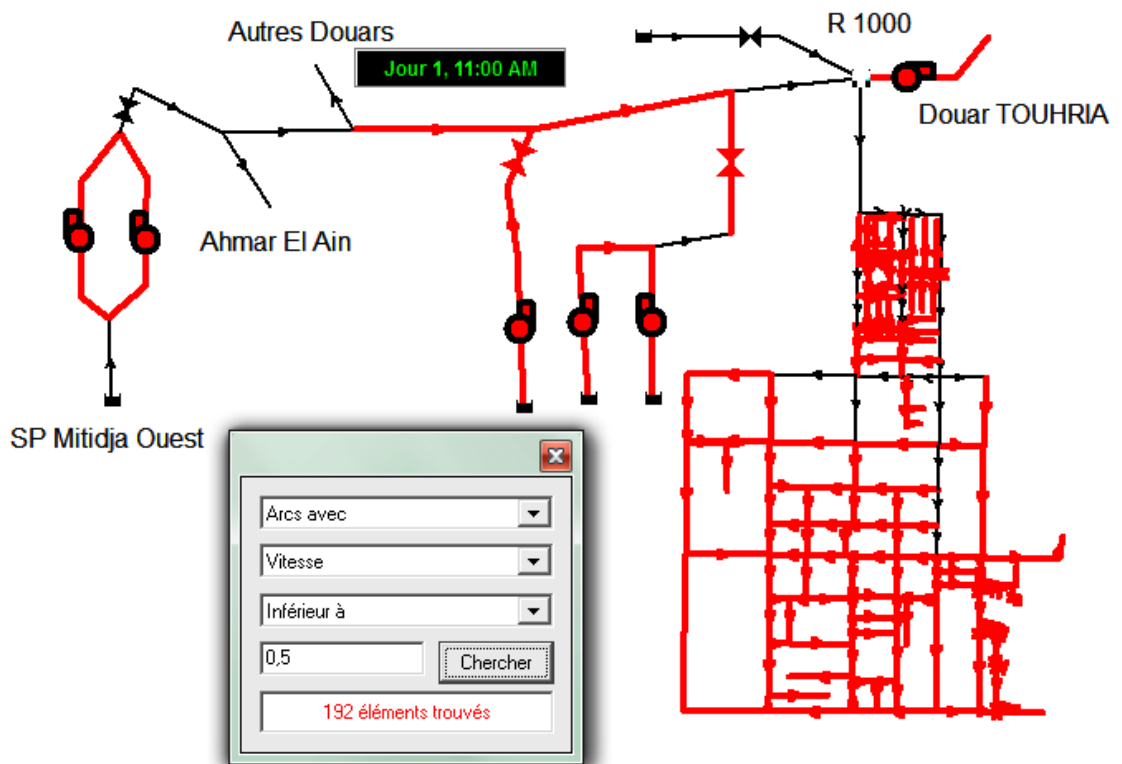


Figure V-25 : Arcs avec vitesse supérieure à 0,5 m/s

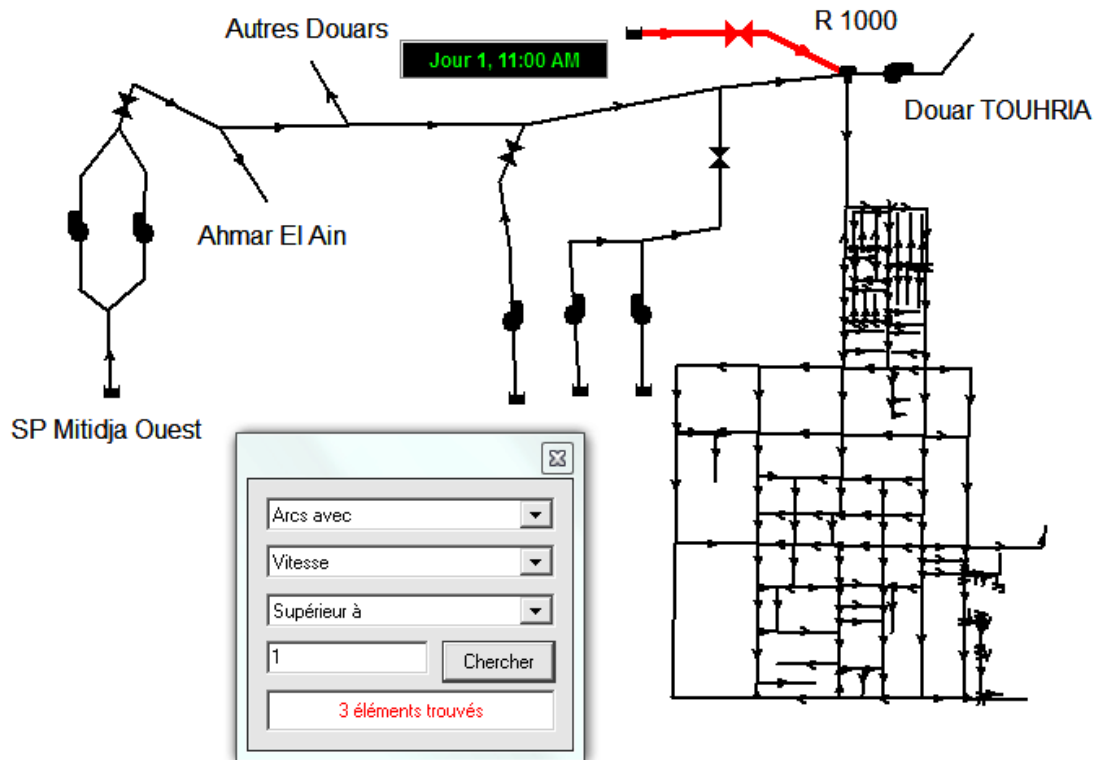


Figure V-26 : Arcs avec vitesse inférieure à 1 m/s

#### 4.3. Horizon future 2040

Nous savons que le débit actuel d'adduction est d'environ 21 l/s, nous devons donc augmenter ce débit de 40 l/s pour satisfaire les besoins du chef lieu de Bourkika.

La figure V-27 illustre le débit total produit dans le système qui englobe les débits de consommation de la commune d'Ahmar el Ain et ceux de Bourkika. Le débit atteignant le chef lieu de Bourkika est d'environ 60 l/s. Afin de réguler le débit pour satisfaire les besoins nous sommes dans l'obligation de projeter un réservoir de 800 m<sup>3</sup>. Après une mise à jour du modèle numérique, nous avons effectué plusieurs scénarii et nous avons choisi celui offrant la meilleure configuration possible pour les différents organes composant le réseau.

Les figures V-27, V-28 regroupent respectivement la variation du débit produit et consommé dans le système en fonction du temps, et les résultats d'une simulation à 11:00.

Le débit de production est constant et égal à 139 l/s, et celui de la consommation varie dans le temps de 95,30 à 200 l/s.

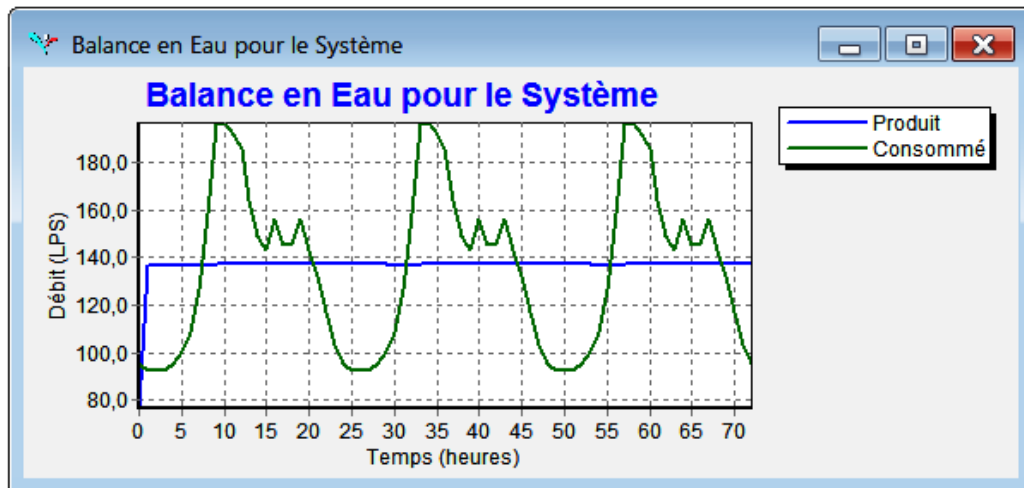


Figure V-27 : Balance en eau pour le système en 2040

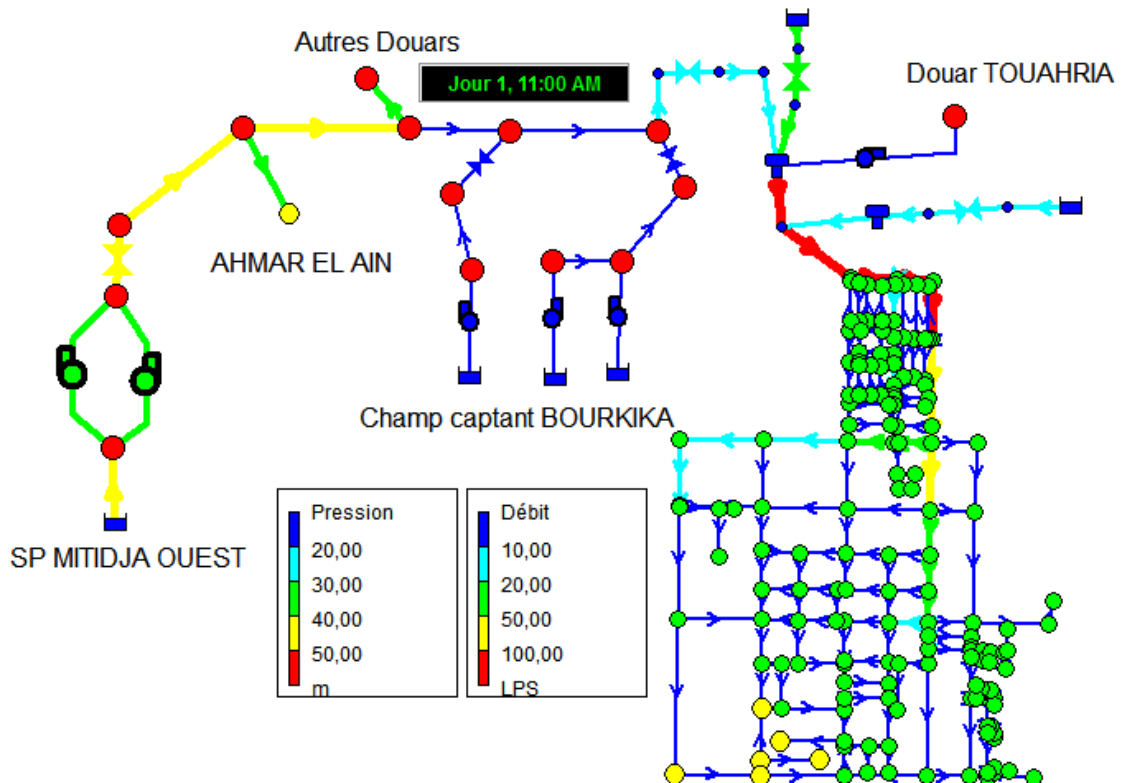


Figure V-28 : Simulation à l'horizon 2040

Dans la figure V-29 nous observons la variation du niveau d'eau dans le réservoir R1000. Il en ressort que ce dernier atteint son niveau minimal, avec une persistance journalière remarquable de la vidange 6 heures durant. En cette période, ce dernier devient un point de liaison entre la conduite d'adduction et celle de distribution. Le



réservoir R800 prend la relève de régulation du débit en maintenant un niveau d'eau acceptable.

La variation du réservoir R800 est représentée sur la figure V-30.

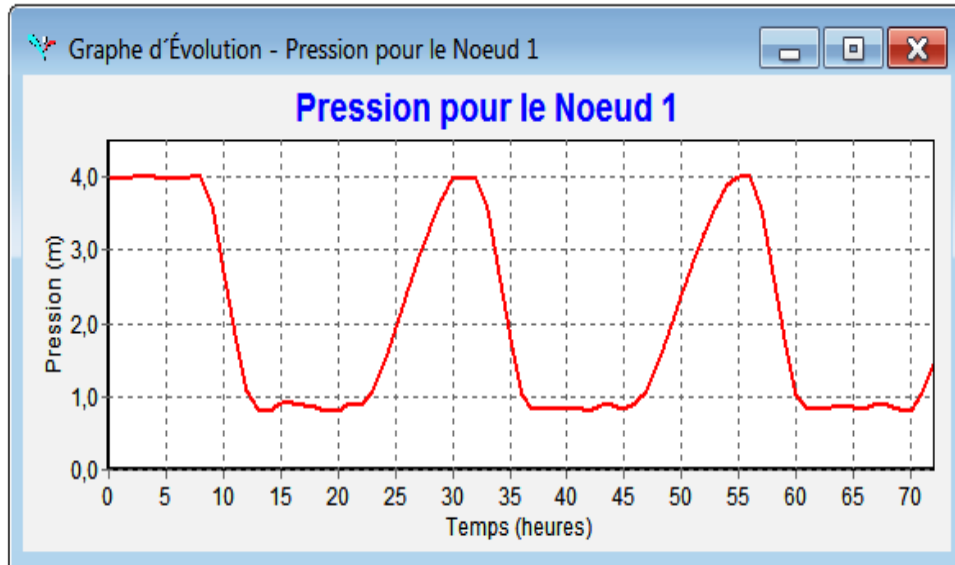


Figure V-29 : Variation du niveau d'eau dans le réservoir R1000

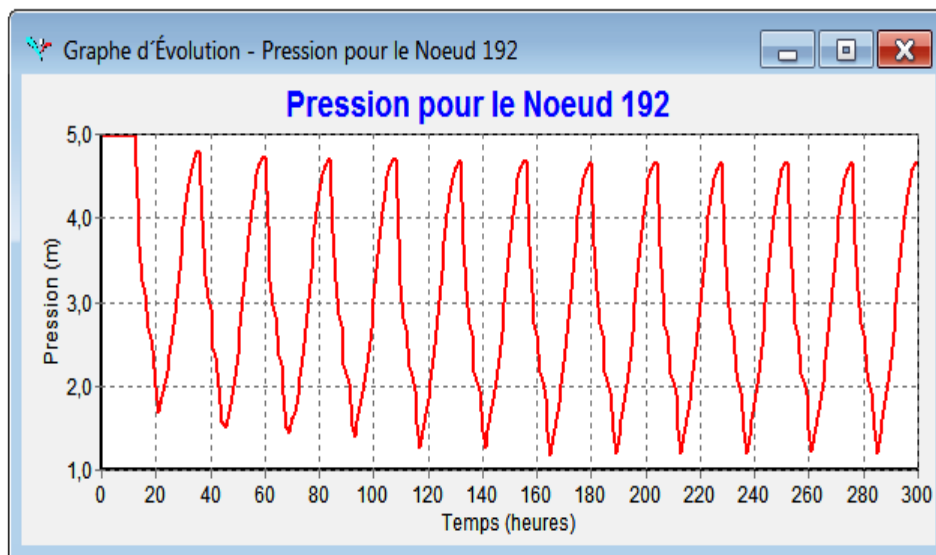


Figure V-30 : Variation du niveau d'eau dans le réservoir R800

D'après les figures V-31, V-32, nous avons enregistré des pressions comprises entre 30 et 44,74 m

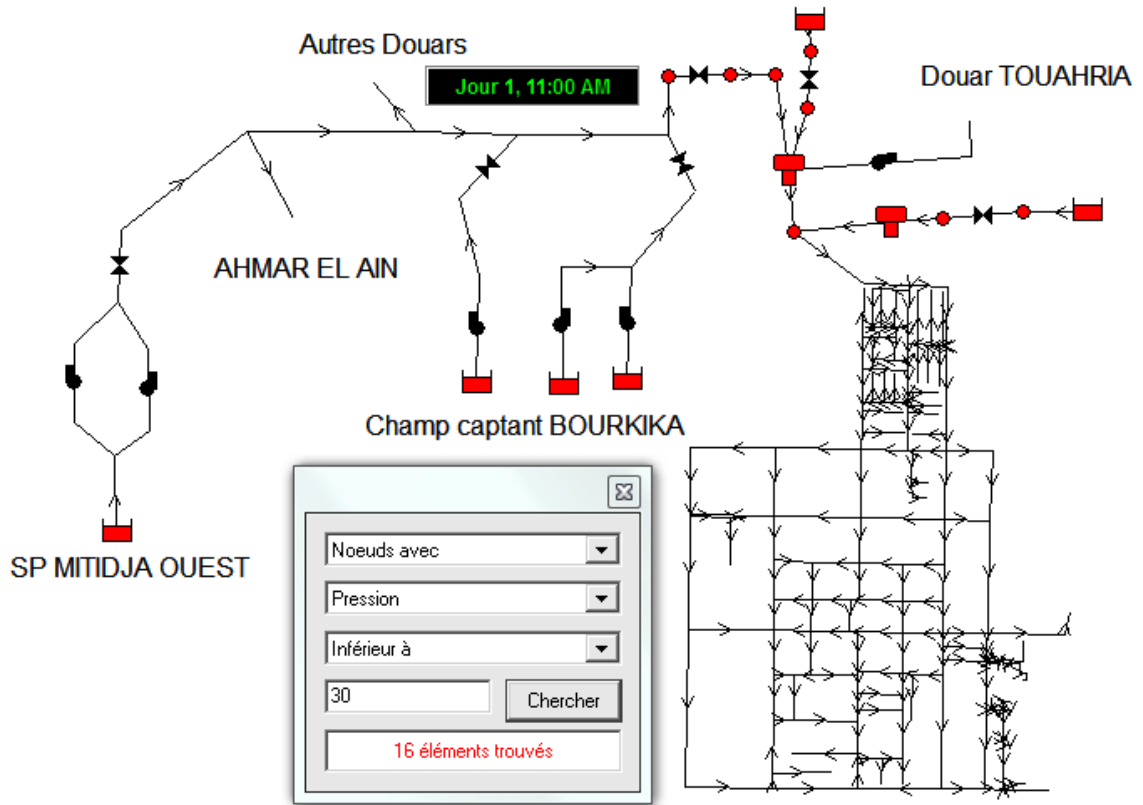


Figure V-31 : Nœuds avec pression inférieure à 30 m

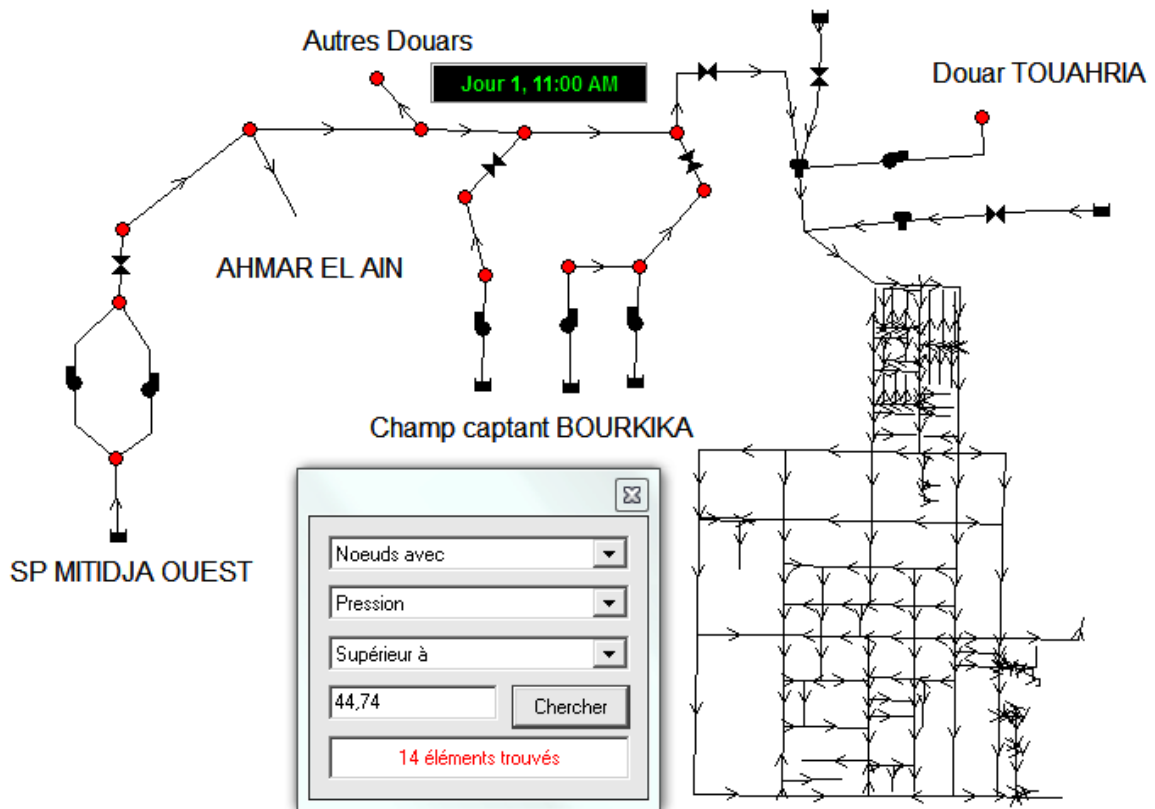


Figure V-32 : Nœuds avec pression supérieure à 44,74 m

On peut visualiser d'après les figures V-33, 34, 35 une augmentation peu significative des vitesses sauf pour le cas de la conduite de distribution principale qui a atteint les 1,6 m/s.

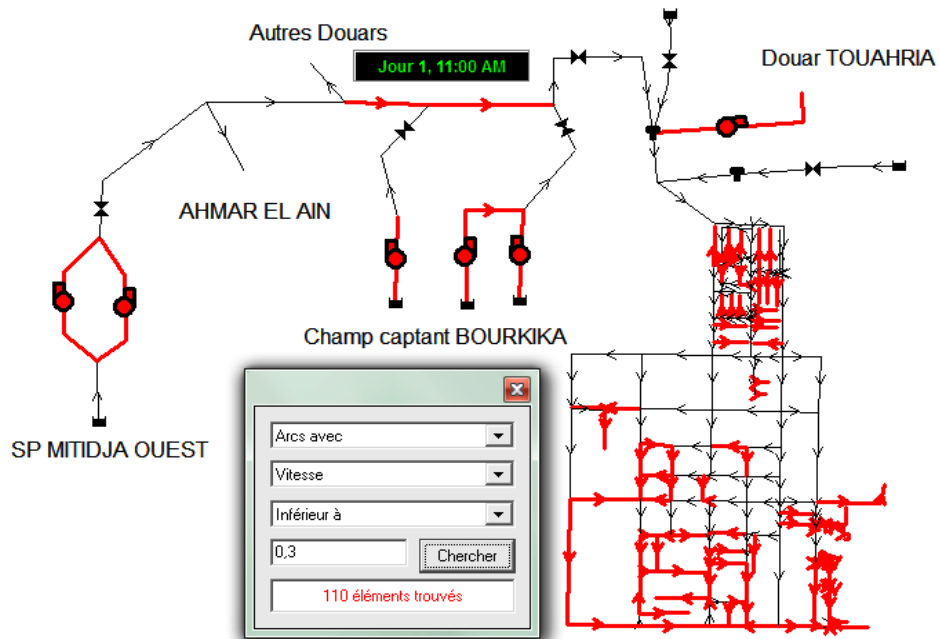


Figure V-33 : Arcs avec vitesse inférieure à 0,3 m

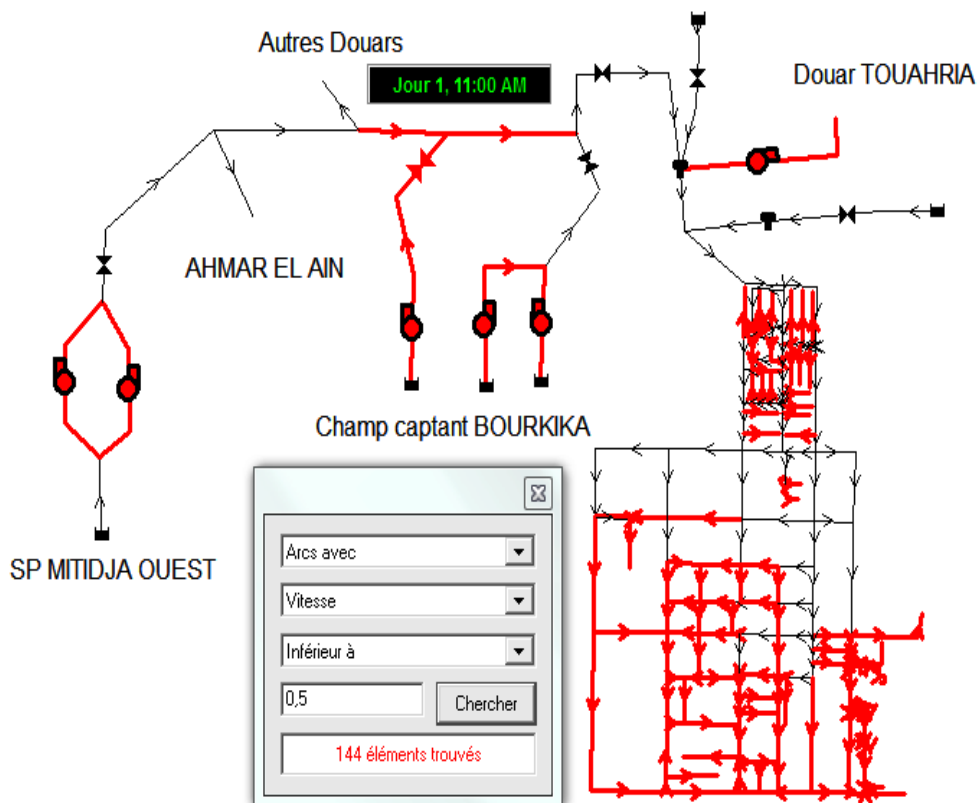


Figure V-34 : Arcs avec vitesse inférieure à 0,5 m/s

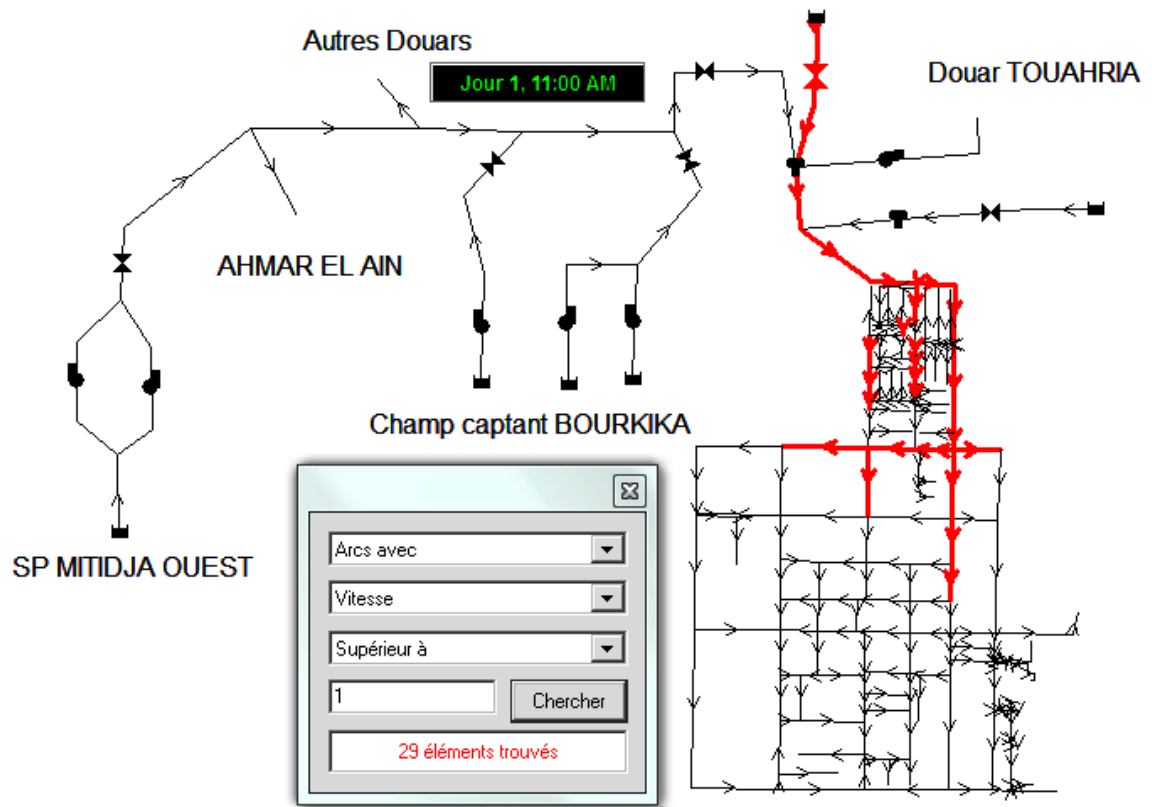


Figure V-35 : Arcs avec vitesse supérieure à 1 m/s

## CONCLUSION GENERALE

Au travers notre étude, nous avons pu acquérir de nouvelles connaissances transmises par les gestionnaires du réseau et du maître d'ouvrage qui s'avèrent être très intéressantes et utiles pour un ingénieur.

Pour mener à bien notre travail, il a été nécessaire de bien connaître les différents principes de la simulation et du diagnostic basé sur une bonne collecte de données.

Le modèle que nous avons élaboré consiste à prévoir le comportement du réseau, et constitue donc un outil d'aide à la décision. Cependant, pour que cette dernière soit approuvée, il est nécessaire de procéder à un calage.

Tout au long de notre intervention, nous avons constaté que les ressources destinées à alimenter la ville de Bourkika ne couvraient pas les besoins. Aussi, les pressions sont admissibles, les vitesses d'écoulement sont très faibles et représentent un point noir dans le réseau, ce qui peut causer l'entartrage des conduites et la dégradation de la qualité de l'eau distribuée.

Partant de là, nous proposons une simulation accompagnée de suivis expérimentaux de la qualité de l'eau.

Au terme de notre travail, nous nous proposons d'énoncer les principales préconisations suivantes :

- Des mesures doivent être prises pour l'entretien du réservoir R1000 vu l'état interne de ses parois, par contre ses équipements hydromécaniques sont en bon état ;
- Le réservoir R300 existant doit être démoli vu le danger qu'il présente envers les habitants ;
- Nous devons construire un réservoir d'une capacité de 800 m<sup>3</sup> qui doit être mis en service à partir de l'horizon 2025 ;
- Le réseau ne dispose de systèmes lutant contre les incendies, donc nous préconisons de placer des bouches d'incendie ;
- Il est nécessaire de mettre en place pour le forage Bis une nouvelle armoire afin de protéger les équipements électriques et de remplacer la serrure de la porte d'entrée pour sécuriser les lieux contre vandalisme ;
- Les équipements hydromécaniques du forage Naftal 2 sont en mauvais état et nécessitent des opérations d'entretien périodique, avec la mise en place d'une armoire de commende, pour la protection contre les risques des courts circuits et la protection de l'agent chargé de gestion ;

- Le lancement d'une étude du système d'adduction car nous avons constaté la présence de plusieurs piquages non préalablement planifiés, ainsi pour les branchements des différents forages de Bourkika ;
- La mise en place d'instruments de mesure des paramètres physiques (pressions et débits) permettant ainsi le calage du modèle.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**Ajuste, C & Berland, J & Celerier, J.,** 2004. Réhabilitation et remplacement des réseaux d'eau potable en zone rurale. Document technique, hors série N°12. Office International de l'Eau SNIDE. pp 21-29.

**American Water Works Association, AWWA.,** 1998. Water Utility Capital Financing, Manual of Water supply Practices. AWWA M29. ISBN0-089867-957-5.

**Andreou, S A.,** 1986. Predictive models for pipe failures and their implications on maintenance planning strategies for deteriorating water distribution systems. Phd Thesis, Department of civil engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge MA, USA. pp 78-118.

**Arnoux, P.,** 1998. Modélisation du vieillissement d'un réseau d'eau potable en fonte et application aux stratégies de renouvellement. Thèse en Science de l'eau. Université Louis Pasteur. Strasbourg, France. pp 49-76.

**Brémond, B & Berthin, S.,** 2001. Reliability of a drinking water supply system. Cemagref Bordeaux, Pub 01/0053. pp 67-81.

**Cuaz, D & Hertz, F.,** 2005. Connaissance et maîtrise des pertes dans les réseaux d'eau potable. Agence de l'Eau Adour-Garonne. France.

**Belmokhtar O.,** 2010. Module de diagnostic et planification stratégiques. Cours de génie industriel.

**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. Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne, 263 pages.

**Bradosche, P.,** 2011. Introductions à l'étude de la corrosion des canalisations d'eau potable en fonte grise. pp 101-109.

**Celerier, J & Faby, J.,** 2003. La dégradation de la qualité de l'eau potable dans les réseaux. Document technique, hors série N°12. Office International de l'Eau SNIDE. pp 82-89.

**Dupont, A.,** 1979. Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux. Hydraulique Urbaine.

**Eisenbeis, P.,** 1994. Modélisation statistique de la prévision des défaillances sur les conduites d'eau potable. Thèse de doctorat en Génie de l'environnement, Université Louis Pasteur, Strasbourg, France, pp 96-148.

**Elodie, J.,** 2009. Contrôle de l'état hydraulique dans un réseau d'eau potable pour limiter les pertes. Thèse de doctorat en mathématiques appliquées. L'Université de Bordeaux I. France. pp 46-84.

**GNCIMD,** 2002. Guide National Canadien pour des Infrastructures Municipales Durables, Fédération canadienne des municipalités et le Conseil national de recherches du Canada, Détérioration et inspection des réseaux de distribution d'eau ISBN 1-897094-15-9.

**GUESMIA, A.,** 2008. Projet de fin d'études, modélisation d'un réseau de distribution d'eau potable en modulation de pression (application à l'étage Kouba 97-Hussein Dey). 121 pages.

**Haidar, H.,** 2003. Réhabilitation des réseaux d'eau potable, amélioration du modèle CARE-W\_MARKOV (modèle de vieillissement d'une population de conduites). Mémoire de DEA Génie Civil Option Hydrologie Urbaine. Ecole Doctorale MEGA - INSA-Lyon- ENTPE- ESIGEC. pp 112-116.

**Hammer, M J & Clark, J M & Viessman, W.** 1977. Water Supply and Pollution Control. Harper and Row Publishers, Inc., U.S.A.

**Harrouz, O.** 1995. Conséquences de la squelettisation des réseaux d'alimentation en eau potable sur le diagnostic, modèle de simplification. Thèse de doctorat en Génie de l'Environnement. Université Louis Pasteur. Strasbourg. France. pp 26-87.

**Godart, H.,** Adduction et distribution d'eau Techniques de l'ingénieur, traité Construction C 5 195.



**Jean-Loup, R.**, 2002. Hydraulique Urbaine, Université LAVAL.

**LABORDE, J P.**, 2007. Eléments d'Hydraulique Générale Ecole Polytechnique de l'Université de Nice.

**Kremer, M.**, 1990. Vieillessement des canalisations. Exemples de politiques de renouvellement en France et en RFA. Mémoire de DEA Sciences et Techniques de l'Eau, ENGEES-ULP Strasbourg, pp 13-29.

**Malandain, J.**, 1999. Modélisation de l'état de santé des réseaux de distribution d'eau pour l'organisation de la maintenance. Étude du patrimoine de l'agglomération de Lyon. Thèse de Doctorat N° 99 ISAL 0040 de l'INSA de Lyon, URGC / Hydrologie Urbaine, pp 38-76.

**Manuel de l'utilisateur du logiciel Epanet.**, 2003.

**Manuel de l'utilisateur du logiciel Loop.**, 2004.

**Manuel de l'utilisateur du logiciel Picolo.**, 2006.

**Manuel de l'utilisateur du logiciel Porteau.**, 2011.

**O'Day, D K & Weiss, R & Chiavri, S & Blair, D.**, 1989. Water main evaluation for rehabilitation/replacement. Guidance manual of Awwa research foundation, pp118-156.

**OIEau.**, 2005. La gestion patrimoniale des réseaux d'eau potable: enjeux et recommandation. Etude réalisée par l'Office International de l'Eau pour le compte du syndicat professionnel des entreprises des Services d'Eau et d'Assainissement (SPDE).

**ONM.**, 2012. Office National de la Météorologie. Dar el Beida Alger.

**Ostfeld, A.**, 2001. Reliability analysis of regional water distribution systems. Urban Water N°3, pp 25-36.

**Roy, B.**, 1985. Méthodologie multicritère d'aide à la décision. Economica, Paris. France.

**SEAAL.**, 2012. Société des Aux et de l'Assainissement d'Alger.

**AKDOĞAN, T.**, 2005. Design of water distribution system by optimization using reliability considerations, the graduate school of natural and applied sciences of middle-east technical university.

**Wagner, J M & Shamir, U & Marks, D H.**, 1988. Water Distribution Reliability: Simulations Methods. Journal of Water Ressources Planning and Management, Vol N°3, pp115-127.

**Werey, C.**, 2000. Politiques de renouvellement des réseaux d'eau potable. Thèse de doctorat en génie de l'environnement. Université Louis Pasteur. Strasbourg. France. pp 50-79.

**Werey, C & Janel, J & Gandon, G & Mellac-beck, I & Villette, J P.**, 2006. L'inventaire départemental des réseaux d'eau potable du Bas-Rhin: analyse des facteurs de vulnérabilité, L'Eau, l'industrie, les nuisances, n° 295, pp 41-44.