

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ABDELLAH ARBAOUI**

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

**Spécialité : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE.**

THEME

**DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE DE BOUFARIK
(W.BLIDA)**

Présenté par :
Mr AMARI. Mounir

Promoteur :
Mme DERNOUNI.F

MEMBRES DE JURY :
PRESIDENT : Mr B.SALAH.

**EXAMINATEURS : Mr A. AMMARI.
Mr M.S BENHAFID.
Mr M.YALAOUI.
Mme D. DJOUDAR.**

Juillet 2007

DEDICACES

Je dédie ce travail :

- ***A mon défunt père que dieu l'accueille dans son vaste paradis.***
- ***A ma mère pour ses encouragements et sa patience.***
- ***A mes frères et sœurs.***

AMARI. Mounir

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, je tiens à remercier :

- *Ma promotrice Mme DERNOUNI.FOUZIA pour ses orientations et ses conseils judicieux.*
- *Tous les enseignants de l'ENSH qui ont contribués à ma formation.*
- *Les membres de jury pour leur disponibilité afin de porter les corrections nécessaires pour ce travail.*

ملخص:

الدراسة التي نقوم بها تهدف إلى تشخيص نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة بوفاريك بمعنى تحديد النقائص الموجودة: في الآبار (نقاط الأخذ)، نظام التوزيع (محطات الدفع وأنابيب الدفع) وكذلك خزانات المياه وأيضا مراجعة سعة الشبكة الحالية لإيصال التدفقات التي نحتاجها لأفاق مستقبلية. هذه المراجعة سمحت لنا بإعطاء بعض التعديلات والنصائح لتحسين التزويد بالمياه الصالحة للشرب للمدينة كتغيير أنابيب الشبكة الحالية ووضع الملحقات وأجهزة القياس. كما نذكر أيضا طرق التسيير وعمليات المراقبة والتصليح التي تجرى على منشآت الري.

Résumé :

Notre étude consiste à établir un diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la ville de BOUFARIK c'est à dire la détermination des défaillances des forages (points de captage), du système de distribution (station de reprise et adductions) ainsi que les ouvrages de stockage (réservoirs et châteaux d'eau) et la vérification de la capacité du réseau existant de véhiculer les débits nécessaires avec des vitesses et des pressions adéquates à différents horizons.

Cette vérification nous permettra de donner un certains nombres de modifications et de recommandations pour améliorer l'alimentation en eau potable de la ville telle que : la modification du système de distribution, le renouvellement des conduites défaillantes par d'autres qui peuvent répondre à un meilleur fonctionnement du réseau. Nous avons cité aussi les notions de gestion, d'exploitation et les opérations de contrôle et d'entretien effectuées sur tous les ouvrages hydrauliques de notre système.

Abstract:

Our study consists to establish a diagnosis of the water supply system of BOUFARIK city i.e. the determination of the failures of drillings (points of collecting), system of distribution (station of recovery and adductions) as well as the structures (water tanks and towers) and the checking of the capacity of the existing network to convey the flows necessary with adequate speeds and pressures to various horizons.

This checking will enable us to give certain numbers of modifications and recommendations to improve the drinking water supply of the city such as: modification of the system of distribution, renewal of the failing conduits by others which can answer a better operation of the network.

We also quoted the concepts of management, exploitation and the check operations and maintenance carried out on all the hydraulic works of our system.

Sommaire

Introduction :	1
----------------------	---

Chapitre I: Présentation de l'agglomération.

I.1 - Situation Géographique :	2
I.2 - Topographie :	2
I.3 - Géologie :	2
I.4 - Pluviométrie :	3
I.5 - Température :	3
I.6 - Hydrogéologie :	4
I.7 - Séismicité.....	4
I.8 - Population :	4
I.8.1 - Evolution de la population depuis 1987 :	5
I.9 - Situation hydraulique :	6

Chapitre II : Système d’Alimentation en eau potable Existant.

II.1- Introduction :	7
II.2- Ouvrages de stockage :	7
A- Château d’eau 2000 m ³ :	7
B- Château d’eau 1000 m ³ :	7
C- Château d’eau 5000 m ³ :	8
D- Réservoir de 500 m ³ :	8
II.3 - Forages et ressources en eau de la ville :	9
II.4 - La station de reprise :	12
II.5 - Adductions et conduites :	12
A- Adduction reliant le Forage F2 au château V3 :	12
B- Adduction reliant le Champs de captage BRISSONIER au château V4 :	12
C- Adduction reliant les Forages BF5 et BF7 au Réservoir V1 :	12
D- Conduite d’amenée reliant le château d’eau V4 au château d’eau V2 :	12
E- Adduction reliant le Forages F1 au château d’eau V3 :	12
II.6 – Le réseau de distribution existant :	14
II.7 – Fonctionnement actuel du réseau :	18

Chapitre III: Diagnostic et recommandations.

III.1 - Introduction.....	19
III.2 - Diagnostic des forages	19
A - Le Forage BF ₉ :	19
B - Le Forage BF ₄ :.....	19
C - Les Forages F ₁ , F ₂ :.....	19
D - Le Forage F ₄ :.....	20
E - Le Forage BF ₅ :.....	20
F - Le Forage BF ₇ :.....	20
G - Forage citée Mosquée (F ₄):	20
III.2.1- Solutions préconisées :.....	21
III.3 - Diagnostic des ouvrages de stockage :.....	21
A- Château d'eau 5000 m ³ :	21
B- Château d'eau 1000 m ³ :.....	21
C- Château d'eau 2000 m ³ :.....	22
D- Réservoir de 500 m ³ :.....	22
III.3.1- Solutions préconisées :.....	22
III.4 - Diagnostic des Conduites et du réseau de distribution :.....	23
III.5 - Recommandations:.....	23
A – Forages et champs de captage :	23
B – Ouvrages de stockage :	25
C – Conduites et réseau de distribution :.....	25
Conclusion.....	26

Chapitre IV : Estimation des besoins en eau et analyse de la situation actuelle.

IV.1 - Introduction.....	27
IV.2 - Estimation de la population à l'horizon d'étude :	27
IV.3 – Aperçu sur le choix de la dotation.....	28
IV.4 – Estimation des besoins en eau :	29
IV.4.1- Besoins domestiques:.....	29
IV.4.2- Besoins scolaires :	30
IV.4.3- Besoins socio-culturels :.....	30
IV.4.4- Besoins sanitaires:.....	31
IV.4.5- Besoins collectifs:	31
IV.4.6- Récapitulatif des besoins de la consommation moyenne journalière:	31
IV.5 – Etude de la variation de la consommation :	32
IV.5.1- Coefficient d'irrégularité maximum journalier :	32
IV.5.2- Coefficient d'irrégularité minimum journalier :	32
A - Consommation maximale journalière :	33
B - Consommation minimale journalière :	33
IV.5.3- Coefficient d'irrégularité maximum horaire :	34
IV.5.4- Coefficient d'irrégularité minimum horaire :	35
IV.5.5- Détermination des débits horaires :	35
IV.5.6- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant:	37
IV.6 – Etude comparative entre les apports et les besoins :	40
IV.7 – Détermination de la capacité de stockage :	42
IV.8 – Calcul des débits :	43
A - Débit en route :	43
B - Débit spécifique :	44
C - Débits nodaux :	44
IV.9 – Simulation hydraulique du réseau :	52
IV.9.1- Méthode de calcul :	52
IV.9.2- Description du logiciel EPANET :	52
IV.9.3- Les applications d'un modèle EPANET :	52
IV.10 – Fichiers des résultats de la simulation :	55
IV.11 – Constatations :	64
Conclusion	64

Chapitre V : Analyse de la situation future.

V.1 - Introduction	65
V.2 – Caractéristiques de la consommation future :	65
V.3 –Répartition des débits horaires	65
V.4 –Détermination de la capacité de stockage:	67
V.5- Détermination des débits du réseau:	68
V.5.1- Débit en route :	68
V.5.2- Débit spécifique :	68
V.5.3- Débits aux noeuds:	69
V.6- Résultats de la simulation hydraulique :	76
V.7- Constatations et origine de la problématique:	84
V.8-Modification du système de distribution et renouvellement du réseau:	84
V.9-Calcul du réseau renouvelé:	85
V.10-Les accessoires du réseau de distribution:	93
A- Robinets vannes:.....	93
B : Les ventouses	93
C : Les décharges :	93
D: Bouches et poteaux d'incendie	94
E : Clapets Anti-retour :	94
V.11- Pièces spéciales de raccord	94
A-Les Tés et croix:	94
B-Les Coudes :	94
C-Les cônes de réduction :	94
Conclusion :	94

Chapitre VI : Organisation De Chantier

VI.1- Généralités :	95
VI.2- Implantation des tracés des tranchées sur le terrain :	96
VI.2.1- Matérialisation de l'axe:.....	96
VI.2.2- Nivellement:.....	96
VI.3- Excavation des tranchées :	96

A- Enlèvement de la couche végétale :	96
B- Excavation :	96
VI.3.1 - Détermination des paramètres du chantier :	97
A- La profondeur (Htr) :	97
B- Largeur de la tranchée :	97
C- Section transversale de la tranchée :	98
D- Section transversale du cavalier :	98
E- Hauteur du cavalier :	99
F- Distance de la mise du Cavalier :	99
VI.3.2 – Choix de l’excavateur et procédé de l’excavation :	100
A- Pelle équipée en rétro :	100
B- Pelle équipée en butée :	100
VI.3.2.1 – Rendement d’exploitation de la pelle choisie :	101
VI.3.2.2 – La durée d’excavation :	102
VI.4 - Aménagement du lit de pose des conduites :	102
VI.5 - Pose de conduite :	102
VI.6 - Epreuve de joint et de canalisation :	103
VI.7 - Remblaiement de la tranchée :	103
Conclusion :	103

Chapitre VII : Protection de canalisations

VII.1-Introduction :	104
VII.2- Protection des canalisations contre la corrosion :	104
VII.2.1- Généralités :	104
VII.2.2- Protection contre la corrosion externe:	104
VII.2.3- Protection contre la corrosion interne:	107
VII.2.4- Influence des phénomènes de corrosion sur la qualité de l’eau :	108
VII.3-Protection de canalisations contre le coup de Bélier :	108
VII.3.1- Généralités :	108
VII.3.2- Définition	108
VII.3.3- Causes du coup de bélier :	108
VII.3.4- Perturbation de l’équilibre, effet sur les pressions et les vitesses :	109
VII.4- Equipements de protection :	112

VII.4.1- Volants d'inertie :	112
VII.4.2 - Chambres ou cheminées d'équilibre :	112
VII.4.3 - Chambre d'équilibre unidirectionnelle :	112
VII.4.4- Soupapes de décharge :	113
VII.4.5- Réservoir d'air :	113
VII.4.6- Soupape d'admission et de purge d'air :	114
Conclusion :	114

Chapitre VIII : Gestion des réseaux d'A.E.P.

VIII.1- Introduction :	115
VIII.2 -Surveillance et entretien des adductions de Transfert et de distribution :	115
A - Transfert :	115
B - Distribution :	116
VIII.3 - Contrôle de la qualité de l'eau :	116
VIII.4 - Détection des fuites :	118
VIII.4.1- Signes précurseurs des fuites :	118
VIII.4.2- Méthode de détection de fuite par l'écoute du bruits :	119
VIII.5 - Maintenance :	119
VIII.5.1- Maintenance préventive :	119
VIII.5.2- Maintenance curative :	119
VIII.5.3- Entretien courant :	120
VIII.5.4- Entretien préventif systématique :	120
VIII.5.5- Entretien préventif exceptionnel :	120
VIII.6 - Conseils d'exploitation :	121
VIII.6.1- Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance du captage :	121
VIII.6.2- Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance des réservoirs :	122
VIII.6.3- Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance des équipements :	122
VIII.6.4- Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance de la station :	123
Conclusion :	123
 CONCLUSION GENERALE :	 124
 BIBLIOGRAPHIE	

Liste Des Tableaux

Tableau I-1 : Variation des précipitations de l'année 2005	3
Tableau I-2 : Variation moyenne de la temperature de l'année 2005	3
Tableau I-3 : Variation moyenne des vitesses du vent	4
Tableau I-4 : Evolution de la population entre 1987 et 1994.....	5
Tableau I-5 : Evolution de la population entre 1994 et 1998.....	5
Tableau I-6 : Evolution de la population entre 1987 et 1998.....	5
Tableau I-7 : Population de l'année 2006	6
Tableau II-1 : Récapitulatif des ouvrages de stockage.....	8
Tableau II-2 : Récapitulatif des forages	9
Tableau II-3 : Récapitulatif des caractéristiques des adductions	13
Tableau II-4 : Etat du réseau de distribution	15
Tableau IV-1 : Répartition de la population à l'horizon d'étude	28
Tableau IV-2 : Répartition de la dotation à différents horizons.....	29
Tableau IV-3 : Estimation des besoins domestiques.....	30
Tableau IV-4 : Récapitulatif des besoins scolaires	30
Tableau IV-5 : Récapitulatif des besoins socio-culturels.....	30
Tableau IV-6 : Récapitulatif des besoins sanitaires	31
Tableau IV-7 : Récapitulatif des besoins collectifs.....	31
Tableau IV-8 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière	31
Tableau IV-9 : Calcul de la consommation maximale et minimale journalière.....	33
Tableau IV-10 : Variation du coefficient β_{max}	34
Tableau IV-11 : Variation du coefficient β_{min}	35
Tableau IV-12: Variation horaire de la consommation en fonction du nombre d'habitant. ...	37
Tableau IV-13 : Variation des débits horaires de la ville de BOUFARIK.....	38
Tableau IV-14 : Résumé de l'étude comparative entre les apports et les besoins	40
Tableau IV-15 : Détermination de la capacité du réservoir.	42
Tableau IV-16 : Calcul des débits nodaux	46
Tableau IV-17 : Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau	55
Tableau IV-18 : Détermination des pressions aux nœuds.....	58

Tableau V-1 : Caractéristiques de la consommation future	65
Tableau V-2 : Consommation horraire de l'agglomération	66
Tableau V-3 : Détermination de la capacité du réservoir.....	67
Tableau V-4 : Calcul des débits nodeaux.....	70
Tableau V-5 : Débits et vitesses dans les differents tronçons du réseau.....	76
Tableau V-6 : Détemination des pressions aux noeuds.....	78
Tableau V-7 : Débits et vitesses dans les differents tronsons du réseau renouvelé	85
Tableau V-8 : Détermination des pressions aux nœuds (réseau Renouvelé)	88
Tableau VI-1 : Choix du coefficient de talus	98
Tableau VI-2 : Coefficients de foisonnement	98
Tableau VI-3 : Paramètres pour la détermination de la pelle	101
Tableau VI-4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	101
Tableau VIII-1 : Origines et consèquences de la dégradation de l'eau potable.....	117
Tableau VIII-2 : Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance du captage.....	121
Tableau VIII-3 : Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance des réservoirs.	122
Tableau VIII-4 :Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance des équipements	122
Tableau VIII-5 :Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance de la station	123

Liste Des Figures

Figure II-1 Plan schématique du champ de captage de BRISSONIER.....	10
Figure II-2 Plan schématique du captage des forages BF5 et BF7	11
Figure IV-1 Graphique de consommation totale de l'agglomération.....	39
Figure IV-2 Courbe intégrale	39
Figure IV-3 Graphe comparatif entre les apports et les besoins	41
Figure IV-4 Débits du réseau existant (année 2006).....	61
Figure IV-5 Vitesses d'écoulement réseau existant (année 2006)	62
Figure IV-6 Pressions aux nœuds du réseau existant (année 2006)	63
Figure V-1 Débits du réseau existant (année 2030).....	81
Figure V-2 Vitesses d'écoulement réseau existant (année 2030)	82
Figure V-3 Pressions aux nœuds réseau existant (année 2030)	83
Figure V-4 Débits du réseau renouvelé.....	90
Figure V-5 Vitesses d'écoulement réseau renouvelé	91
Figure V-6 Pressions aux nœuds réseau renouvelé.....	92
Figure VII-1 Phase 1 du cycle de variation de pression.....	109
Figure VII-2 Phase 2 du cycle de variation de pression.....	110
Figure VII-3 Phase 3 du cycle de variation de pression.....	111
Figure VII-4 Phase 4 du cycle de variation de pression.....	111
Figure VII-5 Réservoir d'air Anti-Bélier	113

Liste Des Planches.

Planche N° 1 : Plan de situation de la ville de BOUFARIK.

Planche N° 2 : Plan de masse de la ville de BOUFARIK.

INTRODUCTION :

Le réseau d'eau potable constitue un élément important dans la vie des sociétés. La fonction de base d'un réseau de distribution d'eau est de satisfaire les besoins des usagers en eau. Cette eau doit être de bonne qualité respectant les normes de potabilité, en quantité et pression suffisants.

L'eau potable est transportée dans des canalisations, généralement enterrées. Elles sont en fonte grise ou ductile, en amiante ciment, en PVC, etc. Avec le temps les canalisations commencent à vieillir, les performances hydrauliques diminuent et la qualité de l'eau se dégrade.

En ALGERIE, et malgré les lourds investissements consentis depuis l'indépendance dans le secteur de l'eau, l'exploitation des systèmes d'approvisionnement en eau reste inefficace dans la majorité des agglomérations, se traduisant par une qualité de service défailante.

En effet, Les insuffisances relevées dans les systèmes actuels de gestion de l'eau ont amené les pouvoirs publics à un ambitieux programme de réhabilitation pour un certain nombre de villes.

Ce programme portera sur la détection et la réparation des fuites, la mise en place d'un système de comptage fiable, le recensement des abonnés, le recalibrage et l'établissement d'une carte de réseau.

Le projet essaiera d'optimiser la distribution de l'eau dans la ville où l'on considère que la production actuelle est plutôt suffisante pour satisfaire la demande.

Avant d'entreprendre les travaux de réhabilitation d'un système d'alimentation en eau potable, il est indispensable d'effectuer une étude préalable afin de diagnostiquer le réseau.

C'est l'objet de notre travail dans ce mémoire de fin d'études. Il portera donc sur « Le diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de BOUFARIK » et les remèdes à apporter afin de satisfaire la demande de cette agglomération à différents horizons.

Présentation de l'agglomération

I.1- Situation géographique :

Notre ville est une daïra qui fait partie de la wilaya de Blida. Elle est située dans la plaine de la Mitidja à 32 km au sud-ouest de la capitale et à 14 km au nord-est de la wilaya de BLIDA.

Elle est attachée administrativement à la wilaya de BLIDA depuis 1974, c'est l'une des Daïra les plus peuplées de la wilaya, sa superficie est d'environ 420 hectares.

Traversée par deux voies :

- La RN. N° 61 à l'Est qui permet la liaison de BOUFARIK avec la commune de CHEBLI, ses localités et le chef-lieu de la wilaya de Blida.
- Le C.W.112 au Sud, cette voie traverse la ville de BOUFARIK et rejoint RN. N°29 vers SOUMAA.

Elle est limitée par :

- ➔ La commune de BIRTOUTA au nord.
- ➔ La commune de CHEBLI à l'est.
- ➔ Les deux communes : BENI-MERED et BEN-KHELLIL à l'ouest.
- ➔ Les communes : SOUMAA et GUERROUAOU au sud.

I.2 - Topographie :

Les terrains de la région reposent sur un relief quasiment plat de très faibles pentes variant de 2% à 5% du sud vers le nord. Avec des cotes qui varient de 53 à 64 NGA dans le sens Nord-Sud, 55 à 60 NGA d'Ouest à l'Est.

I.3 - Géologie :

BOUFARIK fait partie de la Mitidja qui est un grand bassin alluvionnaire constitué de sable limoneux, d'argiles et d'argile limoneux.

I.4- Pluviométrie :

La station pluviométrique BOUFARIK PEPINIÈRE, existante au niveau de la ville a enregistré les variations pluviométriques mensuelles de l'année 2005, le tableau I-1 montre un maximum très accusé entre les mois de Janvier-Février, par contre, un minimum en Juin, Juillet et Août. (Source A.N.R.H 2005).

Les précipitations sont irrégulières et abondantes. Elles varient entre 600 et 900 mm par an.

Tableau I-1 : Variation des précipitations de l'année 2005.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P_{max, j} (mm)	139,3	105	18,4	3,5	116,9	0	0	1	11,8	57,4	89,5	73,8

Source A.N.R.H (BLIDA)

I.5 - Température :

Du point de vue climat, la région est caractérisée par un hiver humide et un été sec. Les variations enregistrées par les services de l'A.N.R.H pour l'année 2005 sont données dans le tableau I-2 :

Tableau I-2 : Variation moyenne de la température de l'année 2005.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
T°	Tmin (°C)	1,5	2,5	3,5	7	15	18	21,5	21	16,5	15	7,5	3,5
	Tmax (°C)	12,5	13,5	21	23	30	37	35	40	37,5	37,5	18,5	18,5
	Tmoy (°C)	6,4	7,7	12,6	16,8	22,4	26,5	28,5	27,3	26,4	24,4	13,4	10,7

Source A.N.R.H (BLIDA)

I.6 - Hydrogéologie :

Nous notons la présence de deux ensembles aquifères, ou plus exactement deux nappes :

- une superficielle nommée nappe quaternaire.
- la deuxième profonde, nommée la nappe des grés astien.

Ces deux nappes sont séparées par un écran argileux, appelé communément marnes jaune ou villafranchien.

I.7 - Séismicité:

L'Algérie est découpée en quatre zones sismiques. D'après ce découpage, la wilaya de Blida se trouve dans la zone (2) connue par une séismicité moyenne. [1]

• **Vents :**

Les vents dominants proviennent de l'ouest pour les saisons d'automne et d'hiver et du nord en printemps et été.

Tableau I-3 : Variation moyenne des vitesses du vent de l'année 2005

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Vent moy (Km/h)	2,62	3,6	3,01	2,8	2,4	3,4	3,7	3,5	3,08	2,5	2,0	3,2

Source A.N.R.H (BLIDA)

I.8 – Population :

D'après le dernier recensement effectué par l'APC de BOUFARIK en juin 1998, la population du chef lieu de commune s'élève à 47746 habitants. Ceci était la conséquence directe d'un taux d'accroissement de 3,95 % durant la période allant de 1987 à 1994 et de l'ordre de 3,00 % entre 1994 et 1999.

Comparativement aux prévisions du plan directeur d'aménagement urbain (PDAU), les taux d'accroissement naturel de la population aux intervalles (1998-2010) et (2010-2030) sont respectivement de 1,5 % et 1,4 % .

I.8.1 – Evolution de la population depuis 1987 : Dans cette partie, nous allons faire une lecture générale sur la croissance démographique de la ville de BOUFARIK.

Tableau I- 4 : évolution de la population entre 1987 - 1994

Année	1987	1994
habitants	41305 habitants	54998 habitants
Taux d'accroissement %	3,95	

Tableau I-5 : évolution de la population entre 1994 - 1998

Année	1994	1998
habitants	54998 habitants	47746 habitants
Taux d'accroissement %	3,00	

Tableau I-6 : évolution de la population entre 1987 - 1998

Année	1987	1998
habitants	41305 habitants	47746 habitants
Taux d'accroissement %	1,33	

La population de la ville de BOUFARIK a été estimée à 47746 habitants pour l'année 1998, les prévisions établies pour l'année 2006 sont calculées à base de la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n$$

Où :

P_n : population future prise à l'horizon quelconque (habitants).

P_0 : population de l'année de référence (habitants).

τ : taux d'accroissement annuel de la population.

n : Nombre d'années séparant les deux horizons

- $\tau = 1,5$ pour l'horizon 2010.

Le tableau I-7 donne le nombre d'habitant pour l'année 2006.

Tableau I-7 : population de l'année 2006.

Année	population [Habitants]
2006	53785

I.9 - Situation hydraulique : Cette partie étant l'objectif de notre travail, elle sera détaillée dans le chapitre II.

Système d'Alimentation en Eau Potable Existant

II.1- Introduction :

Le système d'alimentation en eau potable de la ville de BOUFARIK est composé du champ de captage de BRISSONIER, deux forages au sein du siège de l'EGEEB, Une station de reprise, Adductions, Ouvrages de stockage et du réseau de distribution.

Afin de suivre aisément et sans ambiguïté cette étude, nous allons faire une description détaillée du système d'A.E.P existant.

II.2 – Ouvrages de stockage :

La visite préliminaire effectuée au niveau de l'agglomération nous a permis de faire un rapport détaillé sur trois ouvrages hydrauliques se situant dans ou à la périphérie de la ville de BOUFARIK.

- ➔ Château d'eau **2000 m³** se trouvant à BOUFARIK ville (siège de l'EGEEB).
- ➔ Réservoir au sol **500 m³** se trouvant à BOUFARIK ville (siège de l'EGEEB).

- ➔ Château d'eau **5000 m³** se trouvant à BRISSONIER.
- ➔ Château d'eau **1000 m³** se trouvant à BRISSONIER.

A - Château d'eau 2000 m³ BOUFARIK ville :

Ce château d'eau est un ouvrage en béton armé, composé d'une cuve cylindrique reposant sur une tour conçue en voile circulaire en béton armé, Il a été réalisé en 1959 et mis en service dans les années soixante. Cet ouvrage est d'une capacité de 2000 m³, sa hauteur totale est de 35 m.

B - Château d'eau 1000 m³ :

Celui-ci est en béton armé, Composé d'une cuve tronconique surmontant une tour cylindrique conçue en voile porteur.

Cet ouvrage est d'une capacité de 1000 m³ se situe dans la banlieue de la ville de BOUFARIK, sa hauteur totale est de 19 m, Il a été réalisé en 1969 et mis en service 1974.

C - Château d'eau 5000 m³ :

Cet ouvrage est un château d'eau d'une capacité de 5000 m³ qui est situé près du château d'eau de 1000 m³. Il est composé d'une cuve cylindrique, la base supérieure a la forme d'une coupole, alors que sa base inférieure est plane conçue en dalle nervurée en béton armé, la cuve repose sur une série de poteaux et une tour centrale encastrée dans une fondation.

Cet ouvrage d'une hauteur totale de 19 m a été réalisé en 1985 et mis en service en 1986.

D - Réservoir de 500 m³ :

Ce réservoir d'une capacité de 500m³ est un ouvrage annexe au château d'eau de 2000 m³ alimentant la ville de BOUFARIK en eau potable.

C'est un réservoir circulaire semi-enterré, à parois latérales en béton armé protégé par une cloison simple en maçonnerie (brique).

Tableau II-1 : Récapitulatif des ouvrages de stockage.

N° De l'Ouvrage	Nature de L'ouvrage	Capacité (m ³)	Cote N.G.A (m)		Matériau de Construction	Observation
			C.T.N (m)	C.T.P (m)		
V ₁	Réservoir au sol	500	61	64	Béton armé	Bon état
V ₂	Château d'eau	2000	61	95	Béton armé	Bon état
V ₃	Château d'eau	1000	88,4	105	Béton armé	Non exploité
V ₄	Château d'eau	5000	88	105	Béton armé	Bon état

II.3 – Forages et ressources en eau de la ville :

Le champ de captage principal alimentant actuellement la ville de BOUFARIK se trouve à BRISSONIER situé à environ 5 Km du chef lieu. Il est composé de onze forages ; soient : BF₁, BF₂, BF₃, BF₄, BF₆, BF₈, BF₉, F₁, F₂, F₄ et F₅.

Cinq autres forages sont situés à l'intérieur du tissu urbain. Parmi ces derniers, trois forages se trouvent au niveau des citées de 400 et 500 logements, Soummam et cité de la mosquée. Les deux autres (BF₅ et BF₇) alimentent le réservoir au sol de 500m³, Ils sont situés au sein du siège de L'EGEEB. (Entreprise de Gestion et d'Exploitation des Eaux de BOUFARIK).

Tableau II-2 : Récapitulatif des forages.

N° du Forage	Profondeur (m)	Débit (l/s)	Emplacement	Observation
BF ₁	140	20	BRISSONIER	En service
BF ₂	140	5	BRISSONIER	En service
BF ₃	140	25	BRISSONIER	En service
BF ₄	100	15	BRISSONIER	En service
BF ₆	170	10	BRISSONIER	En service
BF ₈	150	14	BRISSONIER	En service
BF ₉	170	14	BRISSONIER	En service
F ₁	-	-	BRISSONIER	Asséché
F ₂	-	-	BRISSONIER	Asséché
F ₄	-	5	BRISSONIER	En service
F ₅	-	-	BRISSONIER	Asséché
BF ₅	146	6	Siège de L'EGEEB	En service
BF ₇	146	6	Siège de L'EGEEB	En service
F ₁ '	60	5	Citée des 500 et 400 logements	En service
F ₂ '	-	4	Cité Soummam	En service
F ₄ '	60	5	Cité Mosquée	En service

Remarque : Concernant les niveaux statiques et dynamiques des forages aucune donnée ne nous a été fournie.

II.4 – la station de reprise :

La station est située au sein du siège de l'EGEEB, Elle est constituée de 2 pompes, dont pour rôle de refouler l'eau du réservoir semi enterré au château d'eau de 2000 m³.

II.5 – Adductions et conduites :

A – Adduction reliant le Forage F₂ au château d'eau V₃ :

La conduite assurant ce refoulement est en amiante ciment de diamètre 300 mm et de longueur L = 290 m.

B – Adduction reliant le champ de captage BRISSONIER au château d'eau V₄ :

Les forages (BF₁, BF₂, BF₃, BF₄, BF₆, BF₈, BF₉, F₄ et F₅) refoulent vers le réservoir V₄ par une conduite en acier de longueur L = 2475 m, de diamètre variable (250 mm et 500 mm).

C – Adductions reliant les Forages BF₅ et BF₇ au réservoir V₁ :

Le forage BF₅ est relié au réservoir V₁ par une conduite de 15 m de longueur et de diamètre de 125 mm. Une autre conduite d'une longueur de 300 m et diamètre de 80 mm et 90 mm relie le BF₇ au même réservoir.

D – Conduite d'amenée reliant le château d'eau V₄ au château d'eau V₂ :

C'est une conduite de 600 mm de diamètre en béton frette, réalisée sur une longueur égale à 5300 m, Elle relie les deux châteaux d'eau par gravité grâce à une charge disponible égale à 10 m entre ces deux derniers.

E – Adduction reliant le Forage F₁ au château d'eau V₃ :

Cette adduction est d'une longueur de 200 m et de diamètre 300 mm.

Tableau II-3 : Récapitulatif des caractéristiques des adductions.

Adduction	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Type d'adduction	Observation
F ₂ – V ₃	290	300	Amiante ciment	Refoulement	Abandonnée
V ₃ – Réseau	5900	500	Fonte	Gravitaire	Abandonnée
Champ de captage BRISSONIER –V ₄	2475	250 300 400 500	Acier galvanisé	Refoulement	Rénovée
V ₄ – V ₂	5300	600	Béton frette	Gravitaire	Bonne état
BF ₅ – V ₁	15	125	Acier	Refoulement	Bonne état
BF ₇ – V ₁	300	80 90	Acier	Refoulement	Bonne état
V ₁ – V ₂	5	500	acier	Refoulement	Bonne état

II.6 – Le réseau de distribution existant :

Le réseau de distribution existant date des années 80. Sa projection a été conçue par le bureau d'étude SARTHU en 1977. Après cela, le réseau principal a été posé entre 1978 et 1983 par l'entreprise SOGERUB et le réseau secondaire par CANAGAZ. [2]

La plus part des conduites du réseau sont en amiante ciment de différents diamètres, tel que (500, 400, 300, 250, 200, 150, 125, 100,80). Par contre, les réseaux tertiaires ; ceux des cités et des branchements particuliers sont réalisés en acier et d'autres en galvanisé de diamètre (110,90,80,50,40,33,20).

Ce réseau couvre la totalité du chef lieu de BOUFARIK. Il est alimenté gravitairement à partir des châteaux d'eau de 5000 m³ et de 2000 m³.

Les données géométriques et l'état des conduites du réseau sont donnés dans le tableau II- 4.

Tableau II - 4 : Etat du réseau de distribution.

N°du Tronçon	Tronçon		Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux de la conduite	Côte TN (m)		Etat de la conduite
	Du Nœud	Au Nœud				amont	aval	
1	1(V4)	4	5300	600	Béton frette	88	62	Cote TP=105
2	4	3(V2)	160	500	A CIMENT	62	61	moyenne
3	4	5	160	500	ACIER	62	62,11	dégradée
4	6	5	100	300	A CIMENT	62,24	62,11	moyenne
5	5	2	84	300	A CIMENT	62,11	62,1	moyenne
6	7	6	80	300	A CIMENT	61,91	62,24	moyenne
7	3 (V2)	7	130	400	ACIER	61	61,91	dégradée
8	7	8	66	300	A CIMENT	61,91	62,47	dégradée
9	7	9	330	200	A CIMENT	61,91	67,5	dégradée
10	9	10	260	125	A CIMENT	67,5	65	dégradée
11	9	11	100	200	A CIMENT	67,5	68,64	dégradée
12	11	12	300	125	A CIMENT	68,64	67,65	moyenne
13	11	13	50	200	A CIMENT	68,64	69,64	dégradée
14	13	14	120	125	A CIMENT	69,64	71,6	moyenne
15	13	15	80	200	A CIMENT	68,64	70,57	moyenne
16	15	16	46	125	A CIMENT	70,57	71	dégradée
17	15	17	186	200	A CIMENT	70,57	72,83	moyenne
18	8	18	216	300	A CIMENT	62,47	62,99	moyenne
19	18	19	158	100	A CIMENT	62,99	63	moyenne
20	8	19	230	100	A CIMENT	62,47	63	moyenne
21	19	20	156	100	A CIMENT	63	63,58	moyenne
22	18	21	164	300	A CIMENT	62,99	60,4	dégradée
23	21	22	240	80	A CIMENT	60,4	64,42	dégradée
24	6	23	440	150	A CIMENT	62,24	58,28	dégradée
25	23	24	65	150	A CIMENT	58,28	57,5	dégradée
26	23	25	534	150	A CIMENT	58,28	56,62	moyenne
27	21	26	220	300	A CIMENT	60,4	58,81	dégradée
28	26	27	140	125	A CIMENT	58,81	56,84	moyenne
29	21	27	308	125	A CIMENT	60,4	56,84	moyenne
30	26	28	180	300	A CIMENT	58,81	60,44	dégradée
31	28	29	390	250	A CIMENT	60,44	56,8	moyenne
32	28	30	350	125	A CIMENT	60,44	58	moyenne
33	30	31	120	125	A CIMENT	58	59	moyenne
34	31	32	140	125	A CIMENT	59	58	moyenne

Tableau II- 4 : Etat du réseau de distribution. (Suite)

N°du Tronçon	Tronçon		Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux de la conduite	Côte TN (m)		Etat de la conduite
	Du Nœud	Au Nœud				amont	aval	
35	30	32	300	125	A CIMENT	58	58	dégradée
36	29	33	250	150	A CIMENT	56,8	56	moyenne
37	33	34	80	100	A CIMENT	56	56,3	moyenne
38	34	35	470	100	A CIMENT	56,3	58	moyenne
39	35	36	240	100	A CIMENT	58	55,5	dégradée
40	36	37	140	80	A CIMENT	55,5	55,8	dégradée
41	34	37	140	100	A CIMENT	56,3	55,8	dégradée
42	38	39	160	80	A CIMENT	55	54,5	dégradée
43	39	40	165	150	A CIMENT	54,5	54	dégradée
44	33	40	210	150	A CIMENT	56	54	dégradée
45	38	41	360	80	A CIMENT	55	51	dégradée
46	42	41	130	200	A CIMENT	49,68	51	dégradée
47	40	42	236	150	A CIMENT	54	49,68	dégradée
48	42	43	190	200	A CIMENT	49,68	48,59	dégradée
49	45	44	70	200	A CIMENT	48,7	48,78	dégradée
50	46	45	275	200	A CIMENT	53,33	48,7	dégradée
51	29	46	164	200	A CIMENT	56,8	53,33	dégradée
52	46	47	545	150	A CIMENT	53,33	53,97	dégradée
53	47	48	164	200	A CIMENT	53,97	56,8	dégradée
54	29	48	545	150	A CIMENT	56,8	56,8	dégradée
55	48	49	530	200	A CIMENT	56,8	56,7	dégradée
56	5	49	355	500	ACIER	62,11	56,7	dégradée
57	49	50	360	500	ACIER	56,7	52,77	moyenne
58	50	51	126	300	A CIMENT	52,77	51,17	moyenne
59	47	51	276	200	A CIMENT	53,97	51,17	moyenne
60	51	45	554	300	A CIMENT	51,17	48,7	moyenne
61	50	52	156	400	A CIMENT	52,77	52,3	moyenne
62	52	53	110	200	A CIMENT	52,3	52,9	moyenne
63	53	54	55	150	A CIMENT	52,9	53	moyenne
64	54	55	257	125	A CIMENT	53	53,83	moyenne
65	53	56	90	150	A CIMENT	52,9	49,8	moyenne
66	56	57	160	150	A CIMENT	49,8	47,76	dégradée
67	56	58	170	100	A CIMENT	49,8	48,2	dégradée
68	58	59	160	100	A CIMENT	48,2	48,15	dégradée
69	60	59	50	150	A CIMENT	48,2	48,15	dégradée
70	57	60	115	150	A CIMENT	47,76	48,2	moyenne
71	59	61	50	150	A CIMENT	48,15	48,06	moyenne
72	61	62	90	150	A CIMENT	48,06	46,14	moyenne
73	62	63	50	150	A CIMENT	46,14	45,2	moyenne

Tableau II- 4 : Etat du réseau de distribution. (Suite)

N°du Tronçon	Tronçon		Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériaux de la conduite	Cote TN (m)		Etat de la conduite
	Du Nœud	Au Nœud				amont	aval	
74	63	64	220	125	A CIMENT	45,2	41,5	moyenne
75	61	65	100	125	A CIMENT	48,06	47	dégradée
76	62	66	200	150	A CIMENT	46,14	45,5	dégradée
77	60	67	170	150	A CIMENT	48,2	48	dégradée
78	67	68	90	125	A CIMENT	48	47,5	dégradée
79	57	69	300	125	A CIMENT	47,76	42,5	dégradée
80	52	70	340	400	A CIMENT	52,3	45,53	dégradée
81	71	70	100	200	A CIMENT	44,7	45,53	dégradée
82	51	71	440	200	A CIMENT	51,17	44,7	dégradée
83	71	72	540	200	A CIMENT	44,7	43,59	dégradée
84	45	72	440	150	A CIMENT	48,7	43,59	dégradée
85	70	73	350	300	A CIMENT	45,53	40,3	dégradée
86	73	74	135	125	A CIMENT	40,3	40,3	dégradée
87	74	75	246	125	A CIMENT	40,3	40,99	dégradée
88	73	76	34	300	A CIMENT	40,3	39,97	dégradée
89	76	77	380	200	A CIMENT	39,97	37,09	dégradée
90	74	78	410	125	A CIMENT	40,3	35,39	dégradée
91	76	79	440	150	A CIMENT	39,97	38,71	dégradée
92	78	79	560	125	A CIMENT	35,39	38,71	moyenne
93	79	80	540	150	A CIMENT	38,71	36,69	dégradée
94	76	81	550	300	A CIMENT	39,97	43	dégradée
95	81	82	356	300	A CIMENT	43	38,4	dégradée
96	82	83	108	125	A CIMENT	38,4	38,25	dégradée
97	83	84	180	125	A CIMENT	38,25	40,09	moyenne
98	34	85	80	125	A CIMENT	40,09	40,25	moyenne
99	83	85	220	125	A CIMENT	38,25	40,25	moyenne
100	82	86	350	300	A CIMENT	38,4	37,4	moyenne
101	86	87	510	80	A CIMENT	37,4	36,09	dégradée
102	86	88	120	300	A CIMENT	37,4	37,2	moyenne
103	88	89	440	80	A CIMENT	37,2	36,29	moyenne
104	88	90	320	300	A CIMENT	37,2	37,91	dégradée
105	90	91	474	300	A CIMENT	37,91	42,61	dégradée
106	92	91	350	300	A CIMENT	44,98	42,61	dégradée
107	81	92	480	300	A CIMENT	43	44,98	dégradée
108	92	42	530	200	A CIMENT	44,98	49,68	moyenne
109	41	93	190	200	A CIMENT	51	50,84	moyenne
110	91	94	50	200	A CIMENT	42,61	42,62	moyenne
111	94	95	50	200	A CIMENT	42,62	42,73	moyenne
112	90	96	480	125	A CIMENT	31,8	42,73	moyenne
113	94	97	886	80	A CIMENT	42,61	52,2	moyenne

II.7 – Fonctionnement actuel du réseau :

Le système de distribution actuel est lié directement à la quantité d'eau disponible dans le champ captant de BRISSONIER. En premier lieu, Il y a le remplissage du château d'eau de 5000 m³ (Le château d'eau 1000 m³ n'est pas exploité (Voir Chapitre diagnostic) pendant la nuit et une fois rempli, la distribution de l'eau se fait à partir de ce dernier et cela permettra de remplir la conduite d'amenée de diamètre 600 mm, Puis le remplissage du château d'eau 2000 m³.

L'alimentation par la suite se fait par les deux châteaux d'eau.

Diagnostic et recommandations.

III.1- Introduction :

L'objectif de ce diagnostic est de vérifier l'état du système d'alimentation en eau de la ville de BOUFARIK et la détermination des défaillances de ce dernier. Pour ce faire, nous avons effectué des sorties sur terrain et au niveau du champ de captage BRISSONIER ainsi qu'au siège de l'EGEEB où nous avons pu identifier de nombreuses anomalies qui se répercutent négativement sur le fonctionnement du système d'alimentation de la ville.

III.2- Diagnostic des forages :

A – Forage BF₉ :

Il est équipé d'un abri qui ne recouvre pas la périphérie du forage, comportant une armoire électrique et l'équipement hydromécanique.

Il existe aussi :

- deux robinets vannes.
- Un manomètre et une ventouse.
- Un compteur.

B – Forage BF₄ :

L'abri existant est utilisé seulement pour l'armoire électrique mais le forage lui-même et ses équipements hydromécaniques ne sont pas dotés d'un abri. Il comporte :

- Un robinet vanne.
- Un clapet anti-retour.

C – Les Forage F₁, F₂ :

D'après les explications d'un technicien de service de L'EGEEB, ces deux forages ont été abandonnés suite au rabattement de la nappe, ces deux forages servaient à alimenter le château d'eau 1000 m³, suite à ce problème, ce dernier n'est pas exploité actuellement.

D – Le Forage F₄ :

Ce forage est doté d'un abri à l'intérieur duquel se trouve :

- Un groupe électropompe immergé.
- une armoire électrique.
- Un robinet vanne.
- Un clapet anti-retour.

Le forage refoule un débit de 5 l/s vers le château d'eau V₄= 5000 m³ à l'aide d'une adduction de 500 mm de diamètre. Les appareils sont menacés par le phénomène de corrosion et les câbles électriques sont posés par terre sans fixation.

E – Forage BF₅ :

Ce forage situé au sein du siège de l'EGEEB et à 15 m de la bache est relié à l'énergie électrique moyenne tension de l'entreprise. Il n'est pas doté d'un abri.

F – Forage BF₇ :

Ce forage est situé à 300 m du siège de l'entreprise et relié au réservoir V₁ de 500 m³ par une conduite de diamètre 80 mm et 90 mm.

Ce forage fonctionne à l'énergie électrique basse tension ce qui engendre des coupures.

- Les forages (BF1, BF6, BF8 et BF9) sont reliés à un transformateur électrique de 400 KVA, Tandis que les forages (BF2, BF3 et BF4) sont reliés individuellement à des transformateurs électriques de 100 KVA chacun.

G– Forage cité Mosquée (F₄) :

Ce forage est raccordé à l'énergie électrique basse tension (220 v) ce qui a obligé les services de l'EGEEB d'utiliser une pompe monophasée.

- La station de reprise qui était destinée à refouler l'eau au château d'eau V₂ est utilisée actuellement (faute de pouvoir alimenter et remplir suffisamment celui-ci) pour les besoins de l'entreprise (EGEEB).

III.2.1- Solutions préconisées :

Après la constatation des différentes anomalies sur les forages et les champs de captages en général et dans le but de remédier à ces problèmes ainsi que pour améliorer l'approvisionnement en eau pour la ville de BOUFARIK, on propose les solutions suivantes :

- Construire des abris de forages ainsi que les équipements nécessaires (robinet vanne, clapet, ventouse, manomètre ...).
- Installer des compteurs volumétriques à la sortie de chaque forage pour pouvoir connaître le volume produit par ce dernier.
- Refaire de nouveau des essais de pompage du moment qu'il existe un rabattement de la nappe.
- Afin d'éviter les coupures qui nuisent énormément à la production voir même à la distribution, on propose l'installation d'un groupe électrogène qui prend le relais du transformateur 400 KVA en cas de coupure d'énergie ou basse tension.
- Installer une centrale de commande au niveau du champ de captage BRISSONIER pour obtenir une meilleure maîtrise et aussi pour mettre fin aux dérangements causés par l'éloignement des forages.

III.3 - Diagnostic des ouvrages de stockage :

A - Château d'eau 5000 m³ :

L'ouvrage ne présente pas de défauts majeurs ; toutefois on peut citer quelques dégradations qui sont dues aux conditions climatiques, son fonctionnement et au manque d'entretien.

De plus, on note la présence d'arbuste et broussaille au voisinage de sa base.

B - Château d'eau de 1000 m³ :

Comme cet ouvrage est en disfonctionnement depuis longtemps (manque de ressources), La cuve présente un certain nombre de dégradations. Cependant, il a été constaté le non revêtement du voile constituant la tour du château d'eau d'une part et l'apparition des herbes sur la périphérie du toit de la cuve d'autre part.

On constate aussi :

- Endommagement de la vitrerie des ouvertures.
- Présence de broussailles au pied du voile.

C - Château d'eau de 2000 m³ :

Le constat visuel du voile de la tour laisse apparaître quelques fissures fines qui risquent de se propager dans la partie supérieure.

- Le voile de la tour est revêtu avec une peinture récente mais pas sur toute sa hauteur.
- Vitrierie des ouvertures brisées.
- Présence de poussière à l'intérieur de l'ouvrage, ce qui risque de contaminer l'eau potable.
- Manque d'éclairage dans la chambre de vannes.

D - Réservoir 500 m³ :

Pour cet ouvrage on constate les points suivants :

- L'altération de la peinture extérieure du réservoir.
- Le dysfonctionnement des pompes qui refoule vers le château d'eau V₄.
- La présence de forte végétation au alentour du réservoir.

III.3.1- solutions préconisées :

Afin de permettre un bon fonctionnement de ces réservoirs, on préconise les solutions suivantes :

- Reprise intégrale de l'étanchéité des réservoirs car cette dernière est indispensable à la tenue de l'ouvrage. Pour cela, on peut utiliser un matériau de couverture souple commercialisé en rouleaux avec une mise en place bien soignée et à commencer par la préparation de la surface support (pour les toitures).

- Repeindre les ouvrages en utilisant une peinture contre l'humidité.

- Assurer un désherbage continue aux alentours des ouvrages.

- Réparer les vitres brisées ou bien utiliser des grilles en barreaux métalliques.

- Le traitement de fissures : après préparation de la surface en question par piquage puis un dépoussiérage, on introduit un produit d'accrochage qui peut être un polymère associé à un liant hydraulique.

- Procéder au nettoyage et à la réparation de tous les évacuateurs des eaux pluviales et mettre en place des descentes d'eau pour éviter le ruissellement sur les parois des châteaux d'eau.

III.4 - Diagnostic des conduites et du réseau de distribution :

Le réseau d'alimentation de la ville de BOUFARIK présente quelques points noirs très sensibles dont on citera :

- Les fuites : la plupart des canalisations en galvanisé (branchements) présentent des fuites et la majorité des usagers ont fait leurs branchements à base de conduites de ce type de matériau.
- Absence de vannes : ce problème constitue un handicap permanent sur le réseau et surtout dans les zones à concentration en population.
- L'entartrage au niveau des conduites.
- Vieillesse des conduites et manque d'entretien du réseau.
- Le phénomène de corrosion qui est constaté au niveau des conduites, des vannes et sur les différents accessoires.
- Des conduites en amiante ciment qui présentent des fissures.

III.5 – Recommandations :

Additivement aux solutions préconisées et afin de pouvoir assurer un bon fonctionnement du système d'alimentation en eau potable, nous proposons dans cette partie quelques recommandations qui peuvent aider à l'amélioration et la résolution des problèmes fréquemment rencontrés.

A – Forages et champs de captages : Pour exploiter correctement un captage d'eau souterraine, on doit considérer impérativement que ce dernier et le pompage sont indissociablement liés. On ne saurait en aucun cas gérer l'un sans l'autre. Trois conditions sont essentielles pour assurer la gestion de cet ensemble particulier qui constitue le captage et son pompage.

1 – Adapter la pompe au captage :

Il est fondamental que l'ouvrage soit équipé en fonction de ses caractéristiques propres, identifiées au vu des résultats des pompages d'essai, et non en fonction des besoins à couvrir. La surexploitation d'un captage entraînera inévitablement des phénomènes graves d'ensablement, de corrosion, de colmatage, etc. Il convient soit de réaliser d'autres ouvrages d'appoint dont on ne pourra fixer les

consignes d'exploitation qu'après avoir réaliser des essais, soit d'augmenter les capacités de stockage par la création de réservoirs. [5]

Aussi, la pompe est un élément essentiel du captage, elle doit être dimensionnée en fonction de nombreux critères :

- Caractéristiques du réseau d'exhaure (forage directement connecté au réseau).
- Equipement de l'ouvrage, position des crépines, localisation de la chambre de pompage et diamètre des équipements.
- Caractéristiques hydrogéologiques locales, position du niveau piézométrique, du niveau dynamique, du régime de pompage prévisible.
- Position géographique du point de captage.

2 – Nécessité des équipements techniques :

Pour juger du bon fonctionnement d'un pompage d'eau souterraine et déceler une anomalie, il est nécessaire que l'installation soit pourvue d'un minimum d'équipements techniques dotés de ces appareillages :

- Un compteur d'eau.
- Un compteur horaire et un ampèremètre par pompe.
- Un dispositif de protection des pompes contre le désamorçage.
- Une prise d'échantillon pour analyses.

Et pour le captage lui-même, un tube piézométrique permettant, à condition de disposer d'une sonde de niveau, de vérifier les différents niveaux de la nappe (statique et dynamique). [5]

3 – Traitement du colmatage :

Le colmatage des forages se traduit par une baisse progressive du rendement de l'ouvrage, c'est généralement le premier symptôme caractéristique du vieillissement. Les origines de ce colmatage peuvent être divers, mais le résultat est toujours une baisse de perméabilité. Sur le terrain, on peut observer sur un même forage plusieurs types de colmatages (mécanique, chimique, biologique).

Pour le traitement d'un colmatage mécanique d'un forage, il sera nécessaire dans un premier temps d'enlever le dépôt de sable qui encombre le forage, cette opération peut être réalisée de divers façons en fonction de sa profondeur et son diamètre ; par curage, pompage ou par un traitement chimique (poly phosphates et produits spéciaux). [5]

Remarque : On s'est intéressé seulement au traitement du colmatage mécanique car c'est le problème actuel de nos forages.

B – Ouvrages de stockage :

Les réservoirs en général sont des ouvrages nécessitant des interventions régulières, pour l'objectif de surveillance et d'entretien ou occasionnelles pour la réparation. Pour cela, on doit installer certains équipements pour accomplir ces tâches dans les meilleures conditions. [5]

- Prévoir des équipements de manutention pour les chambres de vannes et les cuves des réservoirs sur élevés.
- Prévoir des dispositifs anti-houle pour les réservoirs surélevés dont le fût présente une faible inertie.
- Doter les réservoirs des équipements pour assurer leur sécurité contre les actes de malveillances
- Un grillage fin en acier inoxydable, à mailles d'un millimètre au maximum pour permettre l'aération.

Il ne faut pas perdre de vue qu'un château d'eau appartient à la catégorie des constructions dites ouvrages d'art. C'est pourquoi il est indispensable de veiller à son entretien et à la reprise périodique de sa peinture pour remplir sa fonction d'embellissement du paysage.

C – Conduites et Réseau de distribution :

Par définition, les réseaux de distribution sont des systèmes totalement ouverts et donc soumis à toutes sortes de risques liés aux conditions extérieures alors qu'il ne faut jamais négliger l'opération de désinfection. On recommande aussi :

- D'installer des vannes de vidanges pour les tronçons ayant de faibles vitesses, pour éviter le phénomène de dépôt de calcaire.
- Renouveler les branchements en tuyaux de plomb par des tuyaux en polyéthylène.
- Equiper les conduites en acier par des dispositifs de protection cathodique et veiller à leurs contrôle.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait le diagnostic de notre présent système d'AEP en passant par le diagnostic des forages, des ouvrages de stockage du réseau et ses conduites de distribution. Puis nous avons donné des recommandations pour remédier aux problèmes rencontrés.

En ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons mis l'accent uniquement sur les caractéristiques et l'état physique de ses conduites ainsi que les phénomènes chimiques (Entartrage, corrosion ...) que connaît le réseau de la ville de BOUFARIK . En effet, l'analyse du fonctionnement de ce dernier fera l'objet du chapitre suivant.

Estimation des besoins en eau et analyse de la situation actuelle.

IV.1– Introduction :

Tout projet d'alimentation en eau potable nécessite une estimation convenable des besoins en fonction, de l'évolution, du confort des habitants, du climat et aussi des différentes catégories de consommateurs.

L'estimation des besoins futurs doit être envisagée pour une période qui logiquement devrait faire l'objet d'une étude économique d'échelonnement, le plus souvent, on se contente de choisir une période dite raisonnable qui équivaut à la durée de vie du projet.

L'objectif principal de ce chapitre est d'analyser le fonctionnement actuel du réseau puis l'interprétation des résultats de la simulation.

IV.2 – Estimation de la population à l'horizon d'étude :

De la même façon qu'on avait procédé Pour l'estimation de la population de l'année 2006 (Chapitre I), on peut appliquer la même formule afin d'estimer la population future et à plusieurs horizons :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n$$

Avec :

P_n : population future prise à l'horizon quelconque (habitants).

P_0 : population de l'année de référence (habitants).

τ : taux d'accroissement annuel de la population.

n : Nombre d'années séparant les deux horizons

- $\tau = 1,5 \%$ pour l'horizon 2010.
- $\tau = 1,4 \%$ pour l'intervalle (2010-2030).

Le tableau IV-1 présente le nombre d'habitant pour les différents horizons :

Tableau IV-1 : Répartition de la population à l'horizon d'étude.

Année	Taux d'accroissement (%)	Population
1998	1,5	47746
2006	1,5	53785
2010	1,5	57086
2020	1,4	64829
2030	1,4	74499

IV.3 – Aperçu sur le choix de la dotation :

La situation économique du consommateur ainsi que la disponibilité des ressources et l'utilisation des équipements domestiques modernes influent sur la variation des besoins d'une agglomération. Ces facteurs accusent une variation saisonnière .Une variation qui est traduite par un minimum en hiver et un maximum en été.

L'expérience d'exploitation des systèmes de distribution d'eau des agglomérations donne la possibilité de déterminer la grandeur réelle du débit d'eau par habitant en fonction de l'aménagement des immeubles de l'organisation de service. Des enquêtes partielles des consommations par habitant extrêmement variable d'après un relevé statistique, on pourra avoir les consommations suivantes : [4]

- **Commune rurale** : considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 hab. : 125 l/j /hab.
- **Commune dont la population est supérieure à 2000 habitants.**
 - ➔ Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
 - ➔ Ville de 20000 à 100000 hab. : 200à300 l/j/hab.
 - ➔ Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

La consommation journalière pour chaque habitant à différents horizons est donnée dans le tableau IV-2.

Ceci, nous permettra de calculer les besoins domestiques futurs de la ville de BOUFARIK.

Ces valeurs de la dotation sont des données fournies par Les services de la subdivision de l'hydraulique de la ville de BOUFARIK.

Tableau IV-2 : Répartition de la dotation à différents horizons.

Horizon	Population (hab.)	Dotation (l/j/hab.)
2006	53785	100
2010	57086	150
2020	64829	150
2030	74499	150

IV.4 – Estimation des besoins en eau :

IV.4.1 – Besoins domestiques :

Les besoins en eau domestiques sont destinés pour les cuisines, vaisselles, linges, hygiène et divers autres travaux domestiques. En connaissant la dotation on peut estimer la consommation moyenne journalière par la relation suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{q_i N_i}{1000} \quad (m^3 / j)$$

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

et q_i : Dotation journalière (l/j/hab.).

N_i : Nombre d'habitants. (Hab.).

Tableau IV-3 : Estimation des besoins domestiques.

Horizon	Population (hab.)	Dotation (l/j/hab.)	Besoins (m ³ /j)
2006	53785	100	5378,5
2010	57086	150	8562,9
2020	64829	150	9724,35
2030	74499	150	11174,85

IV.4.2 – Besoins scolaires : A partir du type d'établissement (primaire, CEM, lycée, crèche, ...) ainsi que de l'effectif et de la dotation moyenne unitaire, on peut déterminer la consommation moyenne journalière.

Tableau IV- 4 : Récapitulatif des besoins scolaires.

Equipement	Effectif (élevés.)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
7 Ecoles primaires + 2 crèches	7394	30	221,82
3 Lycées+ 6 CEM+ 1 CFPA	9076	30	272,28
Total			494,1

IV.4.3 – Besoins socio - culturels : Ces besoins regroupent la consommation au niveau des centres culturels et des mosquées.

Tableau IV- 5 : Récapitulatif des besoins socioculturels.

Equipement	Effectif (personnes.)	Dotation (l/j/personne)	Q _{moyj} (m ³ /j)
1 Maison de jeune+1 centre culturel	934	19	17,75
Cinéma	1946	19	36,97
4 Mosquées	700	55	38,50
Total			93,22

IV.4.4 – Besoins sanitaires : Il suffit de connaître, le nombre d'équipements , le nombre de lits et la dotation moyenne par jour et par lit pour pouvoir calculer la consommation moyenne journalière.

Tableau IV- 6 : Récapitulatif des besoins sanitaires.

Equipement	Effectifs (lits)	Dotation (l/j/lit)	Q _{moyj} (m ³ /j)
2 Hôpitaux	200	300	60
Total			60

IV.4.5 – Besoins collectifs : A partir du type d'équipement et la dotations moyenne unitaire, on peut déterminer la consommation moyenne journalière.

Tableau IV- 7 : Récapitulatif des besoins collectifs.

Equipement	Effectifs (unités)	Dotation Pour l'unité	Q _{moyj} (m ³ /j)
Douches	86 douches	(5m ³ /douche)	430
Hamman	250 personnes	150 (l/personne)	37,5
Total			467.5

IV.4.6 – Récapitulatif des besoins de la consommation moyenne journalière :

Après l'estimation des différents besoins de l'agglomération et en sommant les résultat trouvés, on aura la consommation moyenne journalière totale.

Voir tableau IV- 8.

Tableau IV- 8 : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.

Besoins Domestiques (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins Socioculturels (m ³ /j)	Besoins Sanitaires (m ³ /j)	Besoins collectifs (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
5378,5	494,1	93,22	60	467,5	6493,32

Remarque : L'alimentation en eau des unités de la zone industrielle concerne uniquement les besoins du personnel composant l'effectif des usines et des unités.

Car les besoins pour l'industrie sont assurés par des forages réalisés au niveau de chaque unité. (Source : EGEEB).

IV.5 – Etude de la variation de la consommation:

L'eau appelée à la consommation varie dans le temps. Cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle ou annuelle et dépend du mode de vie de la population.

Par ailleurs, il faut noter que l'existence des fuites et des gaspillages occasionnés au niveau du réseau est fonction de l'état de ce dernier et la variation de la consommation est liée à plusieurs facteurs. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité :

IV.5.1 - Coefficient d'irrégularité maximum journalier:

Le coefficient d'irrégularité maximum journalier ($K_{\max j}$) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages qui peuvent être occasionnés, peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moyj}}}$$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

Généralement : $K_{\max j} \in [1,1 - 1,3]$

On prend pour notre étude $K_{\max j}=1,2$.

IV.5.2 -Coefficient d'irrégularité minimum journalier :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moyj}}}$$

Avec : $K_{\min j} \in [0,7 - 0,9]$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

On prend pour notre cas : $K_{\min j} = 0,9$.

A- Consommation maximale journalière :

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est maximale. Il est donné par la formule :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moyj}} K_{\max j}$$

$K_{\max .j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier.

B -Consommation minimale journalière :

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est minimale. Il est donnée part la formule :

$$Q_{\min .j} = Q_{\text{moyj}} K_{\min .j}$$

$K_{\min .j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalier.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-9 : Calcul de la consommation maximale et minimale journalière.

Ville	$Q_{\text{moy.j}}$ (m^3/j)	$K_{\min .j}$	$Q_{\min .j}$ (m^3/j)	$K_{\max .j}$	$Q_{\max .j}$ (m^3/j)
BOUFARIK	6493,32	0,9	5843,99	1,2	7791,98

Remarque : Le débit maximum journalier est utilisé comme étant la base dans les calculs pour le dimensionnement du réseau de distribution. C'est avec ce débit qu'on dimensionne les réservoirs et les stations de pompage.

IV.5.3 – Coefficient d’irrégularité maximum horaire (K_{max, h}) :

Ce coefficient, représente l’augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l’accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l’industrie.

D’une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{max, h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max}$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et du régime de travail, varie de **1,2** à **1,4** et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend : $\alpha_{max} = 1,4$.

β_{max} : coefficient lié étroitement à l’accroissement de la population.

Le Tableau IV- 10 donne les variations du coefficient β_{max} en fonction du nombre d’habitants.

Tableau IV- 10 : variation du coefficient β_{max} .

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Pour notre cas on a un nombre d’habitants de 53785, donc $\beta_{max} = 1,127$

(Par interpolation), d’où la valeur de $K_{max,h}$ sera :

$$K_{max,h} = 1,2 \cdot 1,127 = 1,35$$

$$K_{max,h} = 1,35$$

IV.5.4 - Coefficient d'irrégularité minimum horaire ($K_{min, h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire.

Donné par la formule

$$K_{min, h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min}$$

Avec :

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6.

Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,6$.

β_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le Tableau IV- 11 donne les variations du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants.

Tableau IV- 11 : variation du coefficient β_{min} .

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
B_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend $\beta_{min} = 0,635$ (par interpolation); d'où la valeur de $K_{min, h}$ sera :

$$K_{min, h} = 0,6 \cdot 0,635 = 0,381$$

$$K_{min, h} = 0,38$$

IV.5.5 - Détermination des débits horaires :

Les débits horaires varient en fonction des habitudes de la population, du développement des installations sanitaires et du régime de consommation probable.

La connaissance de ces débits est fondamentale dans un projet d'alimentation en eau potable ; dans la mesure où elle permet de savoir la plus grande et la plus faible charge du réseau afin de dimensionner et de prévenir les risques de dépôts dans les canalisations.

A- Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \quad (m^3 / h)$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h .

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

Donc :

$$Q_{moy,h} = 7791,98/24 = 324,67 \text{ m}^3/h .$$

$$Q_{moy,h} = 324,67 \text{ m}^3/h.$$

B -Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit correspond à un débit de consommation pendant l'heure la plus chargée, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \cdot Q_{moy,h}$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h .

- $K_{max,h}$: coefficient d'irrégularité maximal horaire.

$$Q_{max,h} = 1,35 \cdot 324,67 = 438,3 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{max,h} = 438,30 \text{ m}^3/h.$$

C - Détermination du débit minimum horaire :

Ce débit correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Elle est calculée comme suite :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \cdot Q_{moy,h}$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en m^3/h ;

- $K_{min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire ;

$$Q_{min,h} = 0,38 \cdot 324,67 = 123,37 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{min,h} = 123,37 \text{ m}^3/h.$$

IV.5.6 - Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre

d’habitant :

Les débits horaires d’une agglomération sont variables selon l’importance de cette dernière. La variation des débits horaires d’une journée est représentée en fonction du nombre d’habitants dans le tableau IV-12.

Tableau IV- 12: variation horaire de la consommation en fonction du nombre d’habitant.

Heures	Nombre d’habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1,5	03	3,35	0.75
1-2	01	1,5	3,2	3,25	0.75
2-3	01	1,5	2,5	3,3	01
3-4	01	1,5	2,6	3,2	01
4-5	02	2,5	3,5	3,25	03
5-6	03	3,5	4,1	3,4	5.5
6-7	05	4,5	4,5	3,85	5.5
7-8	6.5	5,5	4,9	4,45	5.5
8-9	6.5	6,25	4,9	5,2	3.5
9-10	5.5	6,25	5,6	5,05	3.5
10-11	4.5	6,25	4,8	4,85	06
11-12	5.5	6,25	4,7	4,6	8.5
12-13	07	05	4,4	4,6	8.5
13-14	07	05	4,1	4,55	06
14-15	5.5	5,5	4,2	4,75	05
15-16	4.5	06	4,4	4,7	05
16-17	05	06	4,3	4,65	3.5
17-18	6.5	5,5	4,1	4,35	3.5
18-19	6.5	05	4,5	4,4	06
19-20	5.0	4,5	4,5	4,3	06
20-21	4.5	04	4,5	4,3	06
21-22	03	03	4,8	3,75	03
22-23	02	02	4,6	3,75	02
23-24	01	1,5	3,3	3,7	01

Note : Pour notre cas, on travail avec la colonne de répartition (50001 à 100000 hab.)
 Car le nombre d’habitants de la ville de BOUFARIK est de 53785.

Le Tableau IV-13 montre les variations des débits horaires exprimés en pourcentage (%) du débit maximum journalier de l'agglomération.

Tableau IV- 13 : variation des débits horaires de la ville de Boufarik.

Heure	Consommation totale $Q_{\max,j}=7791,98(m^3/j)$		Courbe de consommation cumulée (courbe intégrale)	
	%	m3/j	%	m3/j
0-1	3	233,76	3	233,76
01-2	3,2	249,34	6,2	483,10
02-3	2,5	194,80	8,7	677,90
03-4	2,6	202,59	11,3	880,49
04-5	3,5	272,72	14,8	1153,21
05-6	4,1	319,47	18,9	1472,68
06-7	4,5	350,64	23,4	1823,32
07-8	4,9	381,81	28,3	2205,13
08-9	4,9	381,81	33,2	2586,94
09-10	5,6	436,35	38,8	3023,29
10-11	4,8	374,02	43,6	3397,30
11-12	4,7	366,22	48,3	3763,53
12-13	4,4	342,85	52,7	4106,37
13-14	4,1	319,47	56,8	4425,85
14-15	4,2	327,26	61	4753,11
15-16	4,4	342,85	65,4	5095,96
16-17	4,3	335,06	69,7	5431,01
17-18	4,1	319,47	73,8	5750,48
18-19	4,5	350,64	78,3	6101,12
19-20	4,5	350,64	82,8	6451,76
20-21	4,5	350,64	87,3	6802,40
21-22	4,8	374,02	92,1	7176,41
22-23	4,6	358,43	96,7	7534,85
23-24	3,3	257,14	100	7791,98
somme	100	7791,98	100	

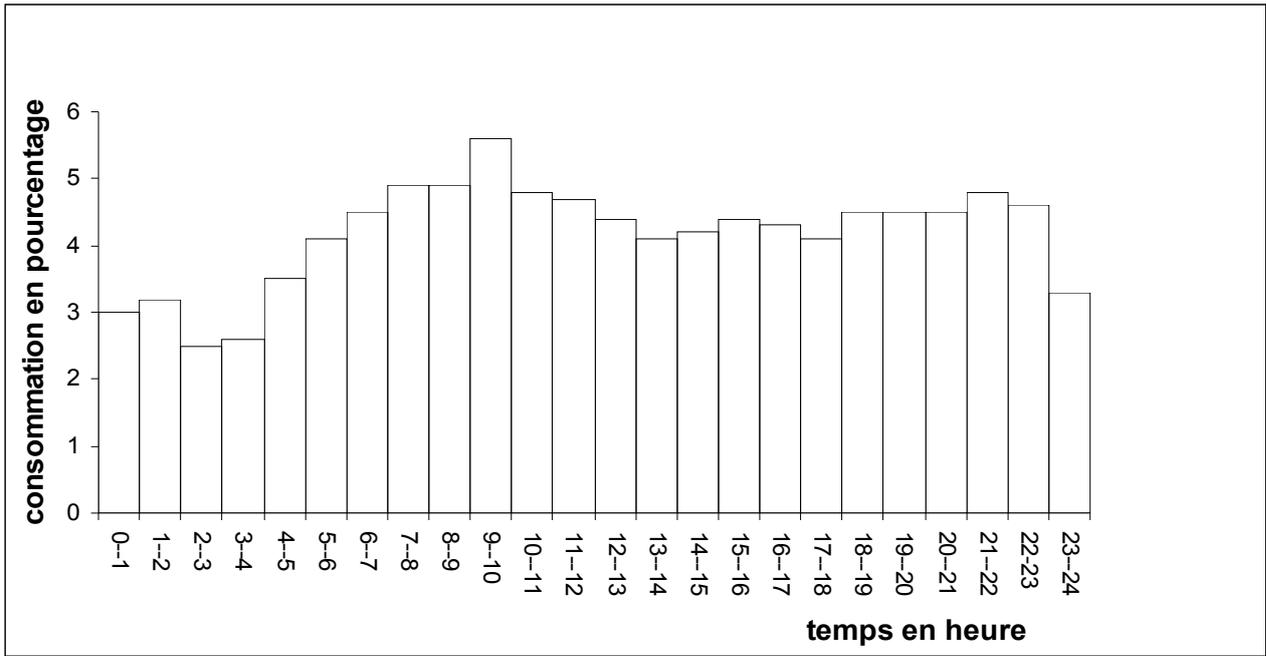


Fig IV.1 : Graphique de consommation totale de l'agglomération.

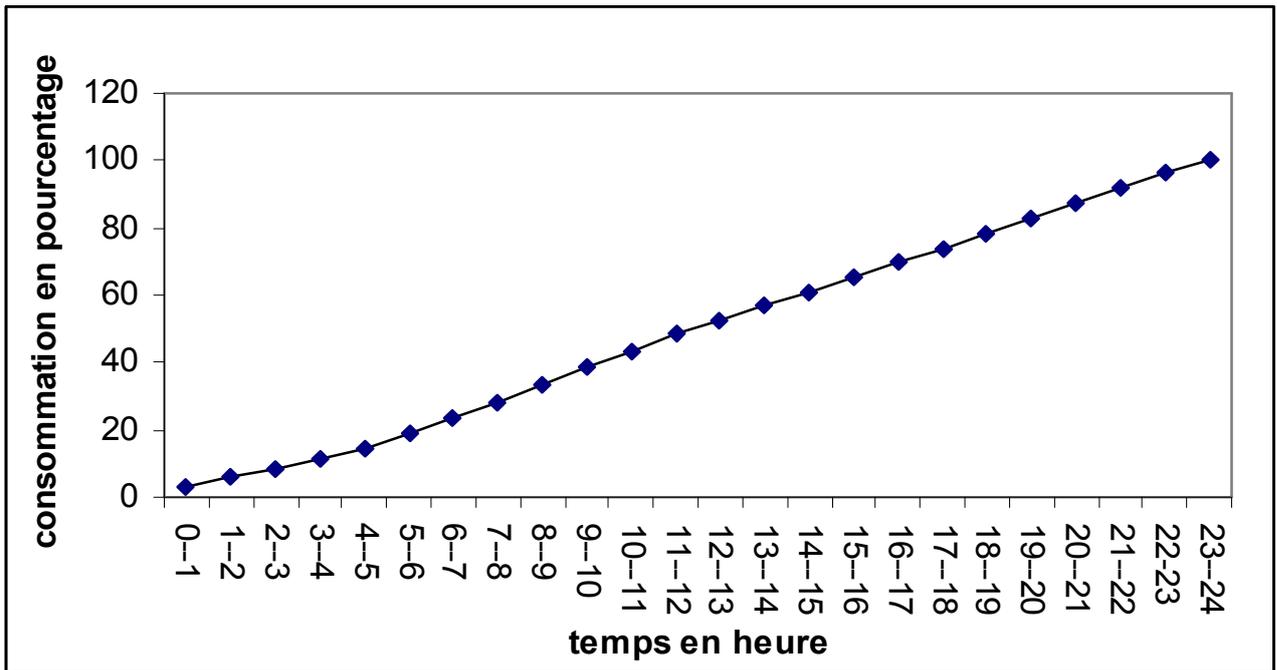


Fig IV.2 : courbe intégrale.

IV.6 – Etude comparative entre les apports et les besoins :

Une fois les forages du champ captant de BRISSONIER remis en marche, leurs débits d’apport refoulé sera de 122 (l/s), ajouté aux 12 l/s des forages BF₅ et BF₇ implantés à BOUFARIK ville (siège EGEEB), le débit d’apport global atteindra 134 l/s.

Alors, en se basant sur ces débits d’apport existants actuellement et les besoins domestiques (débits saisonniers) calculés pour les horizons 2006, 2010, 2020 et 2030, nous allons déterminer les surplus et les déficits en eau qui sont matérialisés dans le tableau IV- 14 avec :

$$Q_s = K_s \cdot Q_m \text{ et } K_s = 1,2$$

Tableau IV-14 : Résumé de l’étude comparative entre les apports et les besoins.

Horizon	Débit (l/s) d’apport	Débit moyen (l/s)	Débit saisonnier (l/s)	surplus (l/s)	Déficit (l/s)	Observation
2006	134	75,15	90,18	43,82		--
2010	134	99,11	118,93	15,07		--
2020	134	112,55	147,06		13,06	Prévoir des forages
2030	134	129,34	155,21		21,21	Prévoir des forages

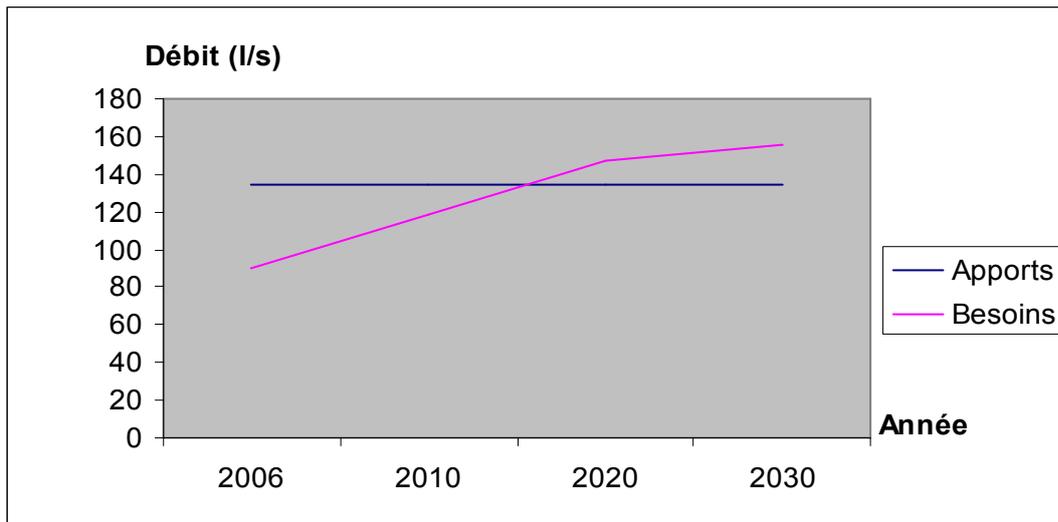


Fig IV.3 : Graphe comparatif entre les apports et les besoins.

Nous constatons que les forages existants actuellement sont suffisants pour l’approvisionnement en eau de la ville de BOUFARIK jusqu’à l’horizon 2010, au delà de cet horizon d’autres forages sont à prévoir.

Cela, a fait l’objet d’une étude de transfère des eaux du champs de captage de CHEBLI vers la ville de BOUFARIK. Selon les information recueillies, l’étude consiste à la collecte des forages à l’aide de deux conduites qui déversent dans un réservoir et à l’aide d’une station de pompage les eaux seront refoulées vers un château d’eau qui sera situé au domaine Bendar mitoyen à la route de SOUMAA. (Source EGEEB).

IV.7 – Détermination de la capacité de stockage :

Pour la détermination analytique de la capacité d’un réservoir d’alimentation en eau potable, on doit connaître les deux régimes distincts suivant :

- Le régime de consommation de notre agglomération caractérisé par la courbe de consommation.
- Le régime d’apport de la source vers le réservoir qui est dans notre cas une adduction au refoulement du champ de captage au réservoir.

Les pompes assurant ce refoulement fonctionnent 20 heures sur 24 heures.

Tableau IV- 15 : Détermination de la capacité du réservoir.

Heure	consommation en % $Q_{max, j}$	Refoulement	Arrivé au Réservoir	Départ du Réservoir	Reste
0 - 1	3			3	8,3
1 - 2	3,2			3,2	5,1
2 - 3	2,5			2,5	2,6
3 - 4	2,6			2,6	0
4 - 5	3,5	5	1,5		1,5
5 - 6	4,1	5	0,9		2,4
6 - 7	4,5	5	0,5		2,9
7 - 8	4,9	5	0,1		3
8 - 9	4,9	5	0,1		3,1
9 - 10	5,6	5		0,6	2,5
10 - 11	4,8	5	0,2		2,7
11 - 12	4,7	5	0,3		3
12 - 13	4,4	5	0,6		3,6
13 - 14	4,1	5	0,9		4,5
14 - 15	4,2	5	0,8		5,3
15 - 16	4,4	5	0,6		5,9
16 - 17	4,3	5	0,7		6,6
17 - 18	4,1	5	0,9		7,5
18 - 19	4,5	5	0,5		8
19 - 20	4,5	5	0,5		8,5
20 - 21	4,5	5	0,5		9
21 - 22	4,8	5	0,2		9,2
22 - 23	4,6	5	0,4		9,6
23 - 24	3,3	5	1,7		11,3
Total	100	100	11,9	11,9	

A partir du tableau IV- 15, nous déduisons la valeur du volume utile du réservoir par :

$$V_u = \frac{(a\% \cdot Q_{\max j})}{100}$$

Où :

a% Représente le maximum des restes de $Q_{\max, j}$ en pourcentage ($a\% = 11,3\%$).

$$Q_{\max, j} = 7791,98 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$\text{D'où : } V_u = \frac{11,3 * 7791,98}{100} = 880,50 \text{ m}^3$$

On déduit en suite la capacité totale du réservoir V_t :

$$V_t = V_u + V_{\text{inc}}$$

Avec V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à 120 m^3

Donc

$$V_t = 880,5 + 120 = 1000,5 \text{ m}^3.$$

Au niveau de la ville de BOUFARIK, La capacité du château d'eau est de 5000 m^3 et le volume régularisé d'après les calculs est estimé à $V_T = 1000,5 \text{ m}^3$.

Donc la capacité de stockage existante est largement suffisante pour le court terme.

IV.8 – Calcul des débits :

D'après le tableau de consommation horaire de notre agglomération on a en cas de pointe (09h-10h), un débit de pointe horaire égale à $436,35 \text{ m}^3/\text{h}$ ($121, 21 \text{ l/s}$).

$$Q_{\text{cons}} = 121, 21 \text{ l/s}.$$

A – Débit en route :

Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit de la relation Suivante :

$$Q_{\text{cons}} = \sum Q_{\text{route}} + \sum Q_{\text{conc}}$$

Nous déduisons alors : $\Sigma Q_{route} = Q_{cons} - \Sigma Q_{conc}$

ΣQ_{route} : débit en route en (l/s).

Q_{cons} : débit de consommation en heure de pointe (l/s).

ΣQ_{conc} : la somme des débits concentrés en (l/s).

Pour notre cas : $\Sigma Q_{conc} = 0$ (l/s)

Donc : $\Sigma Q_{route} = Q_{cons}$ $\Sigma Q_{route} = 121,21$ L/s

B – Débit spécifique :

Ce débit est défini comme étant le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs des tronçons, donné par la relation suivante :

$$Q_{sp} = \Sigma Q_{route} / \Sigma L_i \quad (l/s/ml)$$

ΣL_i : la somme des longueurs des tronçons (m).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml).

On a $\Sigma L_i = 27320$ m

D'où :

$Q_{sp} = 0.0044366764$ l/s/ml

C – débits nodaux :

C'est les débits concentrés en chaque nœud, ils sont déterminés en fonction des débits en route des tronçons apparents du nœud considéré.

Le débit nodal se détermine par l'expression suivante :

$$Q_{nd} = 0.5 \Sigma Q_{r, i} + \Sigma Q_{conc}$$

Avec :

Q_{nd} : débit au nœud (l/s).

$\Sigma Q_{r, i}$: la somme des débits en route des tronçons apparents (tronçons reliés au nœud. (L/s).

ΣQ_{conc} : la somme des débits concentrés au niveau du même nœud en (l/s).

Remarque : Nous rappelons qu'en cas d'un dimensionnement de réseaux d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de prévoir dans chaque réservoir une réserve d'eau qui servira pour l'extinction d'un éventuel incendie et le débit qu'il faut mobiliser pour ce fait est de l'ordre de $60 \text{ m}^3 / \text{h}$ soit $16,67 \text{ l/s}$, ce débit doit être ajouté au nœud le plus éloigné dans le réseau.

Après avoir déterminé les débits routes de chaque tronçon, on peut déduire les débits aux nœuds suivant la dernière formule donnée précédemment.

Les résultats du calcul des débits nodaux sont portés dans le tableau IV- 16.

Tableau IV- 16: *Calcul des débits nodaux.*

N° nœud	Tronçon	Longueur m	Qsp l/s/ml	Qr l/s	0,5*ΣQr	Q Conc l/s	Q nodaux l/s
4	4*5	160	0,0044366764	0,71	0,35		0,35
2	2*5	84		0,37	0,19		0,19
5	5*4	160		0,71	1,55		1,55
	5*2	84		0,37			
	5*6	100		0,44			
	5*49	355		1,58			
6	6*5	100		0,44	1,38		1,38
	6*23	440		1,95			
	6*7	80		0,35			
7	7*6	80		0,35	1,06		1,06
	7*8	66		0,29			
	7*9	330		1,46			
8	8*7	66		0,29	1,14		1,14
	8*18	216		0,96			
	8*19	230		1,02			
9	9*7	330		1,46	1,53		1,53
	9*10	260		1,15			
	9*11	100		0,44			
10	10*9	260	1,15	0,58		0,58	
11	11*9	100	0,44	1,00		1,00	
	11*12	300	1,33				
	11*13	50	0,22				
12	12*11	300	1,33	0,67		0,67	
13	13*11	50	0,22	0,55		0,55	
	13*14	120	0,53				
	13*15	80	0,35				

Tableau IV- 16 : Calcul des débits nodaux (suite).

N° nœud	Tronçon	Longueur m	Qsp l/s/ml	Qr l/s	$0,5 \cdot \Sigma Qr$	Q Conc l/s	Q nodaux l/s
14	14*13	120	0,0044366764	0,53	0,27		0,27
15	15*13	80		0,35	0,69		
	15*16	46		0,20			
	15*17	186		0,83			
16	16*15	46		0,20	0,10		0,10
17	17*15	186		0,83	0,41		0,41
18	18*8	216		0,96	1,19		
	18*19	158		0,70			
	18*21	164		0,73			
19	19*8	230		1,02	1,21		
	19*18	158		0,70			
	19*20	156		0,69			
20	20*19	156		0,69	0,35		0,35
21	21*18	164		0,73	2,07		
	21*22	240		1,06			
	21*27	308		1,37			
	21*26	220		0,98			
22	22*21	240		1,06	0,53		0,53
23	23*6	440		1,95	2,30		
	23*24	65		0,29			
	23*25	534		2,37			
24	24*23	65		0,29	0,14		0,14
25	25*23	534		2,37	1,18		1,18
26	26*21	220		0,98	1,20		
	26*27	140		0,62			
	26*28	180		0,80			
27	27*21	308		1,37	0,99		
	27*26	140		0,62			
28	28*29	390	1,73	2,04			
	28*26	180	0,80				
	28*30	350	1,55				

Tableau IV- 16 : Calcul des débits nodaux (suite).

N° nœud	Tronçon	Longueur m	Qsp l/s/ml	Qr l/s	0,5*ΣQr	Q Conc l/s	Q nodaux l/s
29	29*48	545	0,0044366764	2,42	2,99		2,99
	29*28	390		1,73			
	29*46	164		0,73			
	29*33	250		1,11			
30	30*31	120		0,53	1,71		1,71
	30*28	350		1,55			
	30*32	300		1,33			
31	31*30	120		0,53	0,58		0,58
	31*32	140		0,62			
32	32*31	140		0,62	0,98		0,98
	32*30	300		1,33			
33	33*29	250		1,11	1,20		1,2
	33*40	210		0,93			
	33*34	80		0,35			
34	34*33	80		0,35	1,53		1,53
	34*35	470		2,09			
	34*37	140		0,62			
35	35*34	470		2,09	1,58		1,58
	35*36	240		1,06			
36	36*35	240		1,06	0,84		0,84
	36*37	140	0,62				
37	37*36	140	0,62	0,62		0,62	
	37*34	140	0,62				
38	38*41	360	1,60	1,15		1,15	
	38*39	160	0,71				
39	39*38	160	0,71	0,72		0,72	
	39*40	165	0,73				
40	40*33	210	0,93	1,36		1,36	
	40*39	165	0,73				
	40*42	236	1,05				
41	41*38	360	1,60	1,51		1,51	
	41*93	190	0,84				
	41*42	130	0,58				
42	42*40	236	1,05	2,41		2,41	
	42*41	130	0,58				
	42*43	190	0,84				
	42*92	530	2,35				
43	43*42	190	0,84	0,42		0,42	
44	44*45	70	0,31	0,16		0,16	

N° nœud	Tronçon	Longueur m	Qsp l/s/ml	Qr l/s	0,5*ΣQr	Q Conc l/s	Q nodaux l/s
45	45*44	70	0,0044366764	0,31	2,97		2,97
	45*72	440		1,95			
	45*51	554		2,46			
	45*46	275		1,22			
46	46*29	164		0,73	2,18		2,18
	46*47	545		2,42			
	46*45	275		1,22			
47	47*46	545		2,42	2,19		2,19
	47*48	164		0,73			
	47*51	276		1,22			
48	48*29	545		2,42	2,75		2,75
	48*49	530		2,35			
	48*47	164		0,73			
49	49*48	530		2,35	2,76		2,76
	49*50	360		1,60			
	49*5	355		1,58			
50	50*49	360		1,60	1,42		1,42
	50*51	126		0,56			
	50*52	156		0,69			
51	51*47	276		1,22	3,10		3,1
	51*71	440		1,95			
	51*45	554		2,46			
	51*50	126		0,56			
52	52*50	156		0,69	1,34		1,34
	52*70	340		1,51			
	52*53	110		0,49			
53	53*52	110		0,49	0,57		0,57
	53*54	55		0,24			
	53*56	90		0,40			
54	54*53	55		0,24	0,69		0,69
	54*55	257		1,14			
55	55*54	257		1,14	0,57		0,57
56	56*53	90		0,40	0,93		0,93
	56*58	170		0,75			
	56*57	160		0,71			
57	57*56	160		0,71	1,28		1,28
	57*60	115		0,51			
	57*69	300		1,33			
58	58*56	170		0,75	0,73		0,73
	58*59	160		0,71			
59	59*60	50		0,22	0,58		0,58
	59*58	160		0,71			
	59*61	50		0,22			

Tableau IV- 16 : Calcul des débits nodaux (suite).

N° nœud	Tronçon	Longueur m	Qsp l/s/ml	Qr l/s	0,5*ΣQr	Q Conc l/s	Q nodaux l/s
60	60*59	50	0,0044366764	0,22	0,74		0,74
	60*57	115		0,51			
	60*67	170		0,75			
61	61*65	100		0,44	0,53		0,53
	61*62	90		0,40			
	61*59	50		0,22			
62	62*61	90		0,40	0,75		0,75
	62*63	50		0,22			
	62*66	200		0,89			
63	63*62	50		0,22	0,60		0,6
	63*64	220		0,98			
64	64*63	220		0,98	0,49		0,49
65	65*61	100		0,44	0,22		0,22
66	66*62	200		0,89	0,44		0,44
67	67*60	170		0,75	0,58		0,58
	67*68	90		0,40			
68	68*67	90		0,40	0,20		0,2
69	69*57	300		1,33	0,67		0,67
70	70*52	340		1,51	1,75		1,75
	70*71	100		0,44			
	70*73	350		1,55			
71	71*51	440		1,95	2,40		2,4
	71*70	100		0,44			
	71*72	540		2,40			
72	72*71	540	2,40	2,17		2,17	
	72*45	440	1,95				
73	73*70	350	1,55	1,15		1,15	
	73*74	135	0,60				
	73*76	34	0,15				
74	74*73	135	0,60	1,75		1,75	
	74*78	410	1,82				
	74*75	246	1,09				
75	75*74	246	1,09	0,55		0,55	
76	76*77	380	1,69	3,11		3,11	
	76*81	550	2,44				
	76*79	440	1,95				
	76*73	34	0,15				
77	77*76	380	1,69	0,84		0,84	
78	78*74	410	1,82	2,15		2,15	
	78*79	560	2,48				

Tableau IV- 16 : Calcul des débits nodaux (suite).

N° nœud	Tronçon	Longueur m	Qsp l/s/ml	Qr l/s	0,5*ΣQr	Q Conc l/s	Q nodaux l/s
79	79*76	440	0,0044366764	1,95	3,42		3,42
	79*78	560		2,48			
	79*80	540		2,40			
80	80*79	540		2,40	1,20		1,2
81	81*92	480		2,13	3,07		3,07
	81*82	356		1,58			
	81*76	550		2,44			
82	82*83	108		0,48	1,81		1,81
	82*81	356		1,58			
	82*86	350		1,55			
83	83*82	108		0,48	1,13		1,13
	83*84	180		0,80			
	83*85	220		0,98			
84	84*83	180		0,80	0,58		0,58
	84*85	80		0,35			
85	85*84	80		0,35	0,67		0,67
	85*83	220		0,98			
86	86*87	510		2,26	2,17		2,17
	86*82	350		1,55			
	86*88	120		0,53			
87	87*86	510		2,26	1,13		1,13
88	88*86	120	0,53	1,93		1,93	
	88*89	440	1,95				
	88*90	320	1,42				
89	89*88	440	1,95	0,98		0,98	
90	90*91	474	2,10	2,83		2,83	
	90*88	320	1,42				
	90*96	480	2,13				
91	91*90	474	2,10	1,94		1,94	
	91*94	50	0,22				
	91*92	350	1,55				
92	92*42	530	2,35	3,02		3,02	
	92*91	350	1,55				
	92*81	480	2,13				
93	93*41	190	0,84	0,42		0,42	
94	94*91	50	0,22	2,19		2,19	
	94*95	50	0,22				
	94*97	886	3,93				
95	95*94	50	0,22	0,11		0,11	
96	96*90	480	2,13	1,06		1,06	
97	97*94	886	3,93	1,97		1,97	
Total					121,21		121,21

Après le calcul des débits, Nous allons procéder à la vérification du fonctionnement du réseau de distribution en vérifiant les pressions et les vitesses, en réalisant d'abord un schéma représentatif du réseau d'alimentation en eau de la ville.

IV.9 – Simulation hydraulique du réseau :

IV.9.1 – Méthode de calcul :

La simulation hydraulique du réseau est faite à l'aide du logiciel de modélisation des réseaux d'eau potable EPANET.

IV.9.2 – Description du logiciel (EPANET):

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.

C'est un modèle de simulation informatique. Il prédit le comportement hydraulique, dynamique et qualitatif de l'eau dans un système de distribution d'eau potable sur une longue durée.

IV.9.3 – Les applications d'un modèle 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).

On note que la formule utilisée pour le calcul des pertes de charge est celle de DARCY-Weisbach.

$$\Delta H = \frac{\lambda L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

Où :

D : Diamètre de la conduite (m).

V : Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

λ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend de la nature du régime de l'écoulement.

En régime turbulent λ est donné par la formule de NIKURADZE

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2}$$

Avec :

ε : Rugosité de la conduite en mm.

D : diamètre de la conduite (mm).

Le réseau de la ville de BOUFARIK est en Amiante ciment et vu son vieillissement, la rugosité est prise égal à 2 mm.

Pression de service :

Les conduites du réseau doivent être dimensionnées de façon à supporter les pressions exigées au niveau du réseau.

En pratique, le réseau de distribution en eau potable doit avoir des pressions allant jusqu'à 6 bars, pour la simple raison de tenir les canalisations et les joints en bon état.

En utilisant le logiciel EPANET nous obtenons les résultats relatifs au(x) :

- Tronçons et leurs longueurs.
- Diamètres des tronçons.
- Débits aux tronçons avec leurs vitesses.

- Vitesse dans chaque conduite.
- Nœuds et leurs cotes terrain naturel.
- Cote piézométrique calculée de chaque nœud.
- Cote radier et cote Trop-plein.
- Pertes de charge dans chaque conduite.

Remarque :

Le fichier des résultats relatifs aux tronçons est représenté par le tableau IV-17 et celui des nœuds est représenté par le tableau IV-18.

IV.10 – Fichiers des résultats de la simulation:
Tableau IV-17 : Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau.

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	p.d.c Unit.
N°	m	mm	l/s	m/s	m/km
1	5300	600	107,7	0,38	0,34
3	160	500	107,35	0,55	0,88
4	100	300	23,77	0,34	0,38
5	84	300	0,19	0,01	0,26
6	80	300	18,77	0,27	0,24
8	66	300	25,42	0,36	0,43
18	216	300	22,86	0,32	0,35
9	330	200	5,8	0,18	0,21
10	260	125	0,58	0,05	0,03
11	100	200	3,69	0,12	0,09
12	300	125	0,67	0,05	0,04
13	50	200	2,02	0,06	0,03
14	120	125	0,27	0,02	0,01
15	80	200	1,2	0,04	0,01
16	100	200	0,1	0,01	0,42
17	186	200	0,41	0,01	0,25
19	100	200	0,14	0,01	0,23
20	158	100	-1,42	0,18	0,48
21	156	100	0,35	0,04	0,04
22	164	300	21,53	0,30	0,31
23	240	80	0,53	0,11	0,24
24	440	150	3,62	0,20	0,36
25	65	150	0,14	0,01	0,09
26	534	150	1,18	0,07	0,05
27	220	300	17,57	0,25	0,22
28	140	125	-0,37	0,03	0,01
29	308	125	-1,36	0,11	0,15
30	180	300	16,74	0,24	0,20
31	390	250	11,43	0,23	0,24
32	350	125	3,27	0,27	0,73
33	120	125	0,94	0,08	0,08

Tableau IV-17 : Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (suite).

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	p.d.c Unit.
N°	m	mm	l/s	m/s	m/km
34	140	125	0,36	0,03	0,01
35	300	125	-0,62	0,05	0,04
36	250	150	11,12	0,63	2,87
37	80	100	4,57	0,58	2,10
38	470	100	1,37	0,17	0,45
39	240	100	-0,21	0,03	0,01
40	140	80	-1,05	0,21	0,83
41	140	100	-1,67	0,21	0,65
42	160	80	0,79	0,16	0,50
43	165	150	-1,51	0,09	0,08
44	210	150	-5,35	0,30	0,74
45	360	80	-0,36	0,07	0,12
46	130	200	-2,29	0,07	0,04
47	236	150	-2,48	0,14	0,18
48	190	200	0,42	0,01	0,42
49	70	200	-0,16	0,01	0,07
50	275	200	-1,95	0,06	0,03
51	164	200	-1,1	0,04	0,01
52	545	150	1,33	0,08	0,06
53	164	200	2,86	0,09	0,06
54	545	150	1,58	0,09	0,08
55	530	200	-7,19	0,23	0,31
56	355	500	81,84	0,42	0,52
57	360	500	71,89	0,37	0,40
58	126	300	17,7	0,25	0,22
59	276	200	-0,66	0,02	0,04
60	554	300	7,58	0,11	0,05
61	156	400	52,77	0,42	0,40
62	110	200	10,57	0,34	0,62
63	55	150	1,26	0,07	0,05
64	257	125	0,57	0,05	0,03
65	90	150	8,74	0,49	1,82
66	160	150	5,89	0,33	0,88
67	170	100	1,92	0,24	0,83
68	160	100	1,19	0,15	0,35
69	50	150	-2,42	0,14	0,17
70	115	150	-3,94	0,22	0,42
71	50	150	3,03	0,17	0,26

Tableau IV-17 : Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (suite).

Tronçon N°	Longueur .m	Diamètre mm	Débit l/s	Vitesse m/s	p.d.c Unit. m/km
72	90	150	2,28	0,13	0,16
73	50	150	1,09	0,06	0,04
74	220	125	0,49	0,04	0,03
75	100	125	0,22	0,02	0,08
76	200	150	0,44	0,02	0,01
77	170	150	0,78	0,04	0,02
78	90	125	0,2	0,02	0,11
79	300	125	0,67	0,05	0,04
80	340	400	40,86	0,33	0,25
81	100	200	-4,29	0,14	0,12
82	440	200	6,35	0,20	0,25
83	540	200	-0,33	0,01	0,15
84	440	150	2,5	0,14	0,19
85	350	300	43,4	0,61	1,17
86	135	125	4,33	0,35	1,22
87	246	125	0,55	0,04	0,03
88	34	300	37,92	0,54	0,9
89	380	200	0,84	0,03	0,01
90	410	125	2,03	0,17	0,31
91	440	150	4,74	0,27	0,59
92	560	125	-0,12	0,01	0,15
93	540	150	1,2	0,07	0,05
94	550	300	29,23	0,41	0,56
95	356	300	13,26	0,19	0,13
96	108	125	2,38	0,19	0,41
97	180	125	0,66	0,05	0,04
98	80	125	0,08	0,01	0,16
99	220	125	-0,59	0,05	0,04
100	350	300	9,07	0,13	0,07
101	510	80	1,13	0,22	0,94
102	120	300	5,77	0,08	0,03
103	440	80	0,98	0,19	0,73
105	474	300	-1,03	0,01	0,14
106	350	300	-7,24	0,10	0,04
107	480	300	-12,9	0,18	0,12
108	530	200	-2,64	0,08	0,05
109	190	200	0,42	0,01	0,21
111	50	200	0,11	0,01	0,16
113	886	80	1,97	0,39	1,61
7	130	400	13,51	0,11	0,05
110	50	200	4,27	0,14	0,12
104	320	300	2,86	0,04	0,01
112	480	125	1,06	0,09	0,10

Tableau IV-18 : Détermination des pressions aux nœuds.

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
N° Noeud	m	l/s	m	m
2	62,1	0,19	97,05	34,95
4	62,00	0,35	97,19	35,19
5	62,11	1,55	97,05	34,94
6	62,24	1,38	97,01	34,77
7	61,71	1,06	96,99	35,28
8	62,47	1,14	96,97	34,5
18	62,99	1,19	96,89	33,9
9	67,5	1,53	96,93	29,43
10	65,00	0,58	96,92	31,92
11	68,64	1,00	96,92	28,28
12	67,65	0,67	96,9	29,25
13	69,64	0,55	96,91	27,27
14	71,60	0,27	96,91	25,31
15	70,57	0,69	96,91	26,34
16	71,00	0,1	96,91	25,91
17	72,83	0,41	96,91	24,08
19	63,00	1,21	96,89	33,89
20	63,58	0,35	96,88	33,3
21	60,4	2,07	96,84	36,44
22	64,42	0,53	96,78	32,36
23	58,28	2,30	96,85	38,57
24	57,5	0,14	96,85	39,35
25	56,62	1,18	96,83	40,21
26	58,81	1,2	96,79	37,98
27	56,84	0,99	96,79	39,95
28	60,44	2,04	96,75	36,31
29	56,80	2,99	96,66	39,86
30	58,00	1,71	96,5	38,5
31	59,00	0,58	96,49	37,49
32	58,00	0,98	96,49	38,49
33	56,00	1,20	95,94	39,94
34	56,3	1,53	95,62	39,32
35	58,00	1,58	95,41	37,41
36	55,50	0,84	95,41	39,91
37	55,8	0,62	95,53	39,73
38	55,00	1,15	95,7	40,7

Tableau IV-18 : Détermination des pressions aux nœuds (suite).

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
N° Noeud	m	l/s	m	m
39	54,5	0,72	95,78	41,28
40	54	1,36	95,79	41,79
41	51	1,51	95,74	44,74
42	49,68	2,41	95,75	46,07
43	48,59	0,42	95,75	47,16
44	48,78	0,16	96,67	47,89
45	48,7	2,97	96,67	47,97
48	56,8	2,75	96,71	39,91
49	56,7	2,76	96,87	40,17
50	52,77	1,42	96,72	43,95
51	51,17	3,1	96,7	45,53
52	52,3	1,34	96,66	44,36
53	52,9	0,57	96,59	43,69
54	53	0,69	96,59	43,59
55	53,83	0,57	96,58	42,75
56	49,8	0,93	96,43	46,63
57	47,76	1,28	96,29	48,53
58	48,2	0,73	96,29	48,09
59	48,15	0,58	96,23	48,08
60	48,2	0,74	96,24	48,04
61	48,06	0,53	96,22	48,16
62	46,14	0,75	96,2	50,06
63	45,2	0,6	96,2	51,00
64	41,5	0,49	96,2	54,7
65	47	0,22	96,22	49,22
66	45,5	0,44	96,20	50,7
67	48	0,58	96,24	48,24
68	47,5	0,20	96,24	48,74
69	42,5	0,67	96,28	53,78
70	45,53	1,75	96,58	51,05
71	44,7	2,4	96,59	51,89
72	43,59	2,17	96,59	53
73	40,3	1,15	96,17	55,87

Tableau IV-18 : Détermination des pressions aux nœuds (suite).

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
N°	m	l/s	m	.m
74	40,3	1,75	96	55,7
75	40,99	0,55	96	55,01
76	39,97	3,11	96,14	56,17
77	37,09	0,84	96,14	59,05
78	35,39	2,15	95,23	59,84
79	38,71	3,42	95,88	57,17
80	36,69	1,2	95,85	59,16
81	43	3,07	95,83	52,83
82	38,4	1,81	95,79	57,39
83	38,4	1,13	95,74	57,34
84	40,09	0,58	95,73	55,64
85	40,25	0,67	95,73	55,48
86	37,4	2,17	95,76	58,36
87	36,09	1,13	95,28	59,19
88	37,2	1,93	95,76	58,56
89	36,29	0,98	95,44	59,15
90	37,91	2,83	95,76	57,85
91	42,61	1,94	95,76	53,15
92	44,98	3,02	95,77	50,79
93	50,84	0,42	95,74	44,9
94	42,62	2,19	95,75	53,13
95	42,73	0,11	95,75	53,02
96	42,73	1,06	95,71	52,98
97	52,2	1,97	93,44	41,24
46	53,33	2,18	96,66	43,33
47	53,97	2,19	96,7	42,73
Réservoir 1	100	-	105	5
Réservoir 3	90	-	95	5

IV.11 – Constatations :

- La première constatation qu'on a fait sur le réseau est son surdimensionnement. Les vitesses sont faibles dans la plupart des tronçons de ce dernier. (Voir Figure IV.5).
- Les pressions aux nœuds varient entre 2,4 et 5,9 bars (voir figure IV.6).

Conclusion :

L'analyse de la situation actuelle montre que le réseau d'eau potable de la ville de BOUFARIK présente certaines insuffisances surtout du point de vue vitesses. Ce qui démontre le surdimensionnement de ce dernier.

Analyse de la situation future.

V.1 – Introduction :

Au cours de ce chapitre nous allons d’abord vérifier le fonctionnement du réseau et voir si le surdimensionnement prédit est la raison des faibles vitesses, si non on procède à des modifications sur ce dernier afin de pouvoir assurer l’alimentation en eau de la ville avec un fonctionnement raisonnable et adéquat.

V.2 – Caractéristiques de la consommation future :

Les besoins en eau sont calculés pour l’année d’étude, ils sont déterminés en fonction de la population future qui est de 74499 habitants. (Voir chapitre IV, Tableau IV-1).

Le tableau V-1 donne ces caractéristiques :

Tableau V-1: *Caractéristiques de la consommation future.*

Année	Population (hab.)	Dotation (l/j/hab.)	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m ³ /j)
2030	74499	150	11174,85	1,2	13409,82

V.3- Répartition des débits horaires :

Le nombre d’habitants pour l’année 2030 est estimé à 74499 habitants et selon le tableau de variation des débits horaires en fonction du nombre d’habitants (tableau IV-12), la colonne de répartition pour notre cas donc est celle de (50001 à 100000 hab.).

Tableau V-2 : Consommation horaire de l'agglomération.

Heure	Consommation total $Q_{max,j}=13409,82(m3/j)$		courbe intégrale	
	%	m3/j	%	m3/j
0 - 1	3	402,29	3	402,29
1 - 2	3,2	429,11	6,2	831,40
2 - 3	2,5	335,25	8,7	1166,65
3 - 4	2,6	348,66	11,3	1515,31
4 - 5	3,5	469,34	14,8	1984,65
5 - 6	4,1	549,80	18,9	2534,45
6 - 7	4,5	603,44	23,4	3137,89
7 - 8	4,9	657,08	28,3	3794,97
8 - 9	4,9	657,08	33,2	4452,06
9 - 10	5,6	750,95	38,8	5203,01
10 - 11	4,8	643,67	43,6	5846,68
11 - 12	4,7	630,26	48,3	6476,94
12 - 13	4,4	590,03	52,7	7066,97
13 - 14	4,1	549,80	56,8	7616,77
14 - 15	4,2	563,21	61	8179,99
15 - 16	4,4	590,03	65,4	8770,02
16 - 17	4,3	576,62	69,7	9346,64
17 - 18	4,1	549,80	73,8	9896,44
18 - 19	4,5	603,44	78,3	10499,88
19 - 20	4,5	603,44	82,8	11103,33
20 - 21	4,5	603,44	87,3	11706,77
21 - 22	4,8	643,67	92,1	12350,44
22 - 23	4,6	616,85	96,7	12967,29
23 - 24	3,3	442,52	100	13409,82
Somme	100	13409,82		

V.4 – Détermination de la capacité de stockage :

Par la même méthode (Analytique), on procède à la détermination de la capacité de stockage pour le long terme (2030) en connaissant le régime de consommation et d'apport. (Nous considérons que les Pompes fonctionnent 20 h / 24 h).

Tableau V-3 : Détermination de la capacité du réservoir.

Heure	consommation en % $Q_{max, j}$	Refoulement	Arrivé au Réservoir	Départ du Réservoir	Reste
0 – 1	3			3	8,3
1 – 2	3,2			3,2	5,1
2 – 3	2,5			2,5	2,6
3 – 4	2,6			2,6	0
4 – 5	3,5	5	1,5		1,5
5 – 6	4,1	5	0,9		2,4
6 – 7	4,5	5	0,5		2,9
7 – 8	4,9	5	0,1		3
8 – 9	4,9	5	0,1		3,1
9 – 10	5,6	5		0,6	2,5
10 – 11	4,8	5	0,2		2,7
11 – 12	4,7	5	0,3		3
12 – 13	4,4	5	0,6		3,6
13 – 14	4,1	5	0,9		4,5
14 – 15	4,2	5	0,8		5,3
15 – 16	4,4	5	0,6		5,9
16 – 17	4,3	5	0,7		6,6
17 – 18	4,1	5	0,9		7,5
18 – 19	4,5	5	0,5		8
19 – 20	4,5	5	0,5		8,5
20 – 21	4,5	5	0,5		9
21 – 22	4,8	5	0,2		9,2
22 – 23	4,6	5	0,4		9,6
23 – 24	3,3	5	1,7		11,3
Total	100	100	11,9	11,9	

A partir du tableau V- 3, on a le résidu maximum est de 11,3 % .

$$V_u = \frac{(a\% \cdot Q_{\max j})}{100}$$

Où :

$a\%$: Représente le maximum des restes de $Q_{\max, j}$ en pourcentage.

$$Q_{\max, j} = 13409,82 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$\text{D'où : } V_u = \frac{11,3 * 13409,82}{100} = 1515,31 \text{ m}^3$$

On déduit ensuite la capacité totale du réservoir V_t :

$$V_t = V_u + V_{\text{inc}}$$

Avec V_{inc} : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à 120 m^3

D'où :

$$V_t = 1515,31 + 120 = 1635,31 \text{ m}^3$$

La capacité de stockage existante au niveau de la ville de Boufarik est de 5000 m^3 et le volume régularisé d'après le calcul est de 1635,31 m^3 , d'où on déduit que la capacité de stockage est largement suffisante pour le long terme (2030).

V.5 – Détermination des débits du réseau :

D'après le tableau de la consommation horaire, on a en cas de pointe (09h-10h), un débit de pointe horaire égale à 750,95 m^3/h (208,6 l/s).

V.5.1 - Débit en route :

Il est donné par la formule suivante :

$$\Sigma Q_r = Q_{\text{cons}} - \Sigma Q_{\text{conc}} \quad (\text{l/s})$$

Avec Q_{cons} : le débit consommé (heure de pointe).

Q_{conc} : Débit concentré

Pour notre cas : $Q_{\text{conc}} = 0 \text{ l/s}$

$$Q_{\text{cons}} = 208,6 \text{ l/s}$$

D'où: $\Sigma Q_{\text{route}} = 208,6 \text{ L/s}$

V.5.2 - Débit spécifique :

$$Q_{\text{sp}} = \Sigma Q_{\text{route}} / \Sigma L_i \quad (\text{l/s/ml})$$

ΣL_i : la somme des longueurs des tronçons (m).

On a $\Sigma L_i = 27320 \text{ m}$

D'où :

$$Q_{\text{sp}} = 0,0076354319 \text{ l/s/ml}$$

V.5.3 – Débits aux nœuds :

$$Q_{nd} = 0,5 \sum Q_{r, i} + \sum Q_{conc}$$

Avec :

Q_{nd} : débit au nœud (l/s).

$\sum Q_{r, i}$: la somme des débits en route des tronçons apparents (l/s).

$\sum Q_{conc}$: la somme des débits concentrés au niveau du même nœud (l/s).

Les résultats du calcul des débits nodaux sont portés dans le tableau V- 4:

Tableau V-4 : Calcul des débits nodaux.

N° nœud	Tronçon	Longueur m	Qsp l/s/ml	Qr l/s	$0,5 \cdot \sum Q_r$	Q Conc l/s	Q nodaux l/s
4	4*5	160	0,0076354319	1,22	0,61		0,61
2	2*5	84		0,64	0,32		0,32
5	5*4	160		1,22	2,67		2,67
	5*2	84		0,64			
	5*6	100		0,76			
	5*49	355		2,71			
6	6*5	100		0,76	2,37		2,37
	6*23	440		3,36			
	6*7	80		0,61			
7	7*6	80		0,61	1,82		1,82
	7*8	66		0,50			
	7*9	330		2,52			
8	8*7	66		0,50	1,95		1,95
	8*18	216		1,65			
	8*19	230		1,76			
9	9*7	330		2,52	2,63		2,63
	9*10	260		1,99			
	9*11	100		0,76			
10	10*9	260		1,99	0,99		0,99
11	11*9	100		0,76	1,72		1,72
	11*12	300	2,29				
	11*13	50	0,38				
12	12*11	300	2,29	1,15		1,15	
13	13*11	50	0,38	0,95		0,95	
	13*14	120	0,92				
	13*15	80	0,61				

Tableau V-4 : Calcul des débits nodaux (suite).

N° nœud	Tronçon	Longueur m	Qsp l/s/ml	Qr l/s	0,5*ΣQr	Q Conc l/s	Q nodaux l/s
14	14*13	120	0,0076354319	0,92	0,46		0,4
15	15*13	80		0,61	1,19		
	15*16	46		0,35			
	15*17	186		1,42			
16	16*15	46		0,35	0,18		0,18
17	17*15	186		1,42	0,71		0,71
18	18*8	216		1,65	2,05		
	18*19	158		1,21			
	18*21	164		1,25			
19	19*8	230		1,76	2,08		
	19*18	158		1,21			
	19*20	156		1,19			
20	20*19	156		1,19	0,60		0,6
21	21*18	164		1,25	3,56		
	21*22	240		1,83			
	21*27	308		2,35			
	21*26	220		1,68			
22	22*21	240		1,83	0,92		0,92
23	23*6	440		3,36	3,97		
	23*24	65		0,50			
	23*25	534		4,08			
24	24*23	65		0,50	0,25		0,25
25	25*23	534		4,08	2,04		2,04
26	26*21	220		1,68	2,06		
	26*27	140		1,07			
	26*28	180		1,37			
27	27*21	308		2,35	1,71		
	27*26	140		1,07			
28	28*29	390	2,98	3,51			
	28*26	180	1,37				
	28*30	350	2,67				

Tableau V-4 : Calcul des débits nodaux (suite).

N° nœud	Tronçon	Longueur m	Qsp l/s/ml	Qr l/s	0,5*ΣQr	Q Conc l/s	Q nodaux l/s
29	29*48	545	0,0076354319	4,16	5,15		5,15
	29*28	390		2,98			
	29*46	164		1,25			
	29*33	250		1,91			
30	30*31	120		0,92	2,94		2,94
	30*28	350		2,67			
	30*32	300		2,29			
31	31*30	120		0,92	0,99		0,99
	31*32	140		1,07			
32	32*31	140		1,07	1,68		1,68
	32*30	300		2,29			
33	33*29	250		1,91	2,06		2,06
	33*40	210		1,60			
	33*34	80		0,61			
34	34*33	80		0,61	2,63		2,63
	34*35	470		3,59			
	34*37	140		1,07			
35	35*34	470		3,59	2,71		2,71
	35*36	240		1,83			
36	36*35	240		1,83	1,45		1,45
	36*37	140		1,07			
37	37*36	140		1,07	1,07		1,07
	37*34	140	1,07				
38	38*41	360	2,75	1,99		1,99	
	38*39	160	1,22				
39	39*38	160	1,22	1,24		1,24	
	39*40	165	1,26				
40	40*33	210	1,60	2,33		2,33	
	40*39	165	1,26				
	40*42	236	1,80				
41	41*38	360	2,75	2,60		2,6	
	41*93	190	1,45				
	41*42	130	0,99				
42	42*40	236	1,80	4,15		4,15	
	42*41	130	0,99				
	42*43	190	1,45				
	42*92	530	4,05				
43	43*42	190	1,45	0,73		0,73	
44	44*45	70	0,53	0,27		0,27	

Tableau V-4 : Calcul des débits nodaux (suite).

N° nœud	Tronçon	Longueur m	Qsp l/s/ml	Qr l/s	0,5*ΣQr	Q Conc l/s	Q nodaux l/s
45	45*44	70	0,0076354319	0,53	5,11		5,11
	45*72	440		3,36			
	45*51	554		4,23			
	45*46	275		2,10			
46	46*29	164		1,25	3,76		3,76
	46*47	545		4,16			
	46*45	275		2,10			
47	47*46	545		4,16	3,76		3,76
	47*48	164		1,25			
	47*51	276		2,11			
48	48*29	545		4,16	4,73		4,73
	48*49	530		4,05			
	48*47	164		1,25			
49	49*48	530		4,05	4,75		4,75
	49*50	360		2,75			
	49*5	355		2,71			
50	50*49	360		2,75	2,45		2,45
	50*51	126		0,96			
	50*52	156		1,19			
51	51*47	276		2,11	5,33		5,33
	51*71	440		3,36			
	51*45	554		4,23			
	51*50	126		0,96			
52	52*50	156		1,19	2,31		2,31
	52*70	340		2,60			
	52*53	110		0,84			
53	53*52	110		0,84	0,97		0,97
	53*54	55		0,42			
	53*56	90	0,69				
54	54*53	55	0,42	1,19		1,19	
	54*55	257	1,96				
55	55*54	257	1,96	0,98		0,98	
56	56*53	90	0,69	1,60		1,6	
	56*58	170	1,30				
	56*57	160	1,22				
57	57*56	160	1,22	2,20		2,2	
	57*60	115	0,88				
	57*69	300	2,29				
58	58*56	170	1,30	1,26		1,26	
	58*59	160	1,22				
59	59*60	50	0,38	0,99		0,99	
	59*58	160	1,22				
	59*61	50	0,38				

Tableau V-4 : Calcul des débits nodaux (suite).

N° nœud	Tronçon	Longueur m	Qsp l/s/ml	Qr l/s	0,5*ΣQr	Q Conc l/s	Q nodaux l/s
60	60*59	50	0,0076354319	0,38	1,28		1,28
	60*57	115		0,88			
	60*67	170		1,30			
61	61*65	100		0,76	0,92		0,92
	61*62	90		0,69			
	61*59	50		0,38			
62	62*61	90		0,69	1,30		1,3
	62*63	50		0,38			
	62*66	200		1,53			
63	63*62	50		0,38	1,03		1,03
	63*64	220		1,68			
64	64*63	220		1,68	0,84		0,84
65	65*61	100		0,76	0,38		0,38
66	66*62	200		1,53	0,76		0,76
67	67*60	170		1,30	0,99		0,99
	67*68	90		0,69			
68	68*67	90		0,69	0,34		0,34
69	69*57	300		2,29	1,15		1,15
70	70*52	340		2,60	3,02		3,02
	70*71	100		0,76			
	70*73	350		2,67			
71	71*51	440		3,36	4,12		4,12
	71*70	100		0,76			
	71*72	540		4,12			
72	72*71	540		4,12	3,74		3,74
	72*45	440		3,36			
73	73*70	350		2,67	1,98		1,98
	73*74	135		1,03			
	73*76	34	0,26				
74	74*73	135	1,03	3,02		3,02	
	74*78	410	3,13				
	74*75	246	1,88				
75	75*74	246	1,88	0,94		0,94	
76	76*77	380	2,90	5,36		5,36	
	76*81	550	4,20				
	76*79	440	3,36				
	76*73	34	0,26				
77	77*76	380	2,90	1,45		1,45	
78	78*74	410	3,13	3,70		3,7	
	78*79	560	4,28				
79	79*76	440	3,36	5,88		5,88	
	79*78	560	4,28				
	79*80	540	4,12				
80	80*79	540	4,12	2,06		2,06	
81	81*92	480	3,67	5,29		5,29	
	81*82	356	2,72				
	81*76	550	4,20				
82	82*83	108	0,82	3,17		3,17	
	82*81	356	2,72				
	82*86	350	2,67				

Tableau V-4 : Calcul des débits nodaux (suite).

N° nœud	Tronçon	Longueur m	Qsp l/s/ml	Qr l/s	$0,5 \cdot \Sigma Qr$	Q Conc l/s	Q nodaux l/s
83	83*82	108	0,0076354319	0,82	1,94		1,94
	83*84	180		1,37			
	83*85	220		1,68			
84	84*83	180		1,37	0,99		0,99
	84*85	80		0,61			
85	85*84	80		0,61	1,15		1,15
	85*83	220		1,68			
86	86*87	510		3,89	3,74		3,74
	86*82	350		2,67			
	86*88	120		0,92			
87	87*86	510		3,89	1,95		1,95
88	88*86	120		0,92	3,36		3,36
	88*89	440		3,36			
	88*90	320		2,44			
89	89*88	440		3,36	1,68		1,68
90	90*91	474		3,62	4,86		4,86
	90*88	320		2,44			
	90*96	480		3,67			
91	91*90	474		3,62	3,34		3,34
	91*94	50		0,38			
	91*92	350	2,67				
92	92*42	530	4,05	5,19		5,19	
	92*91	350	2,67				
	92*81	480	3,67				
93	93*41	190	1,45	0,73		0,73	
94	94*91	50	0,38	3,76		3,76	
	94*95	50	0,38				
	94*97	886	6,76				
95	95*94	50	0,38	0,19		0,19	
96	96*90	480	3,67	1,83		1,83	
97	97*94	886	6,76	3,38		3,38	
Total					208,60		208,60

V.6 – Résultats de la simulation hydraulique.
Tableau V-5: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau.

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	p.d.c Unit.
N°	m	mm	l/s	m/s	m/km
1	5300	600	137,8	0,49	0,56
3	160	500	137,19	0,70	1,44
4	100	300	-4,18	0,06	0,02
5	84	300	0,32	0,01	0,01
6	80	300	-12,81	0,18	0,12
8	66	300	46,25	0,65	1,31
18	216	300	41,66	0,59	1,08
9	330	200	9,92	0,32	0,56
10	260	125	0,99	0,08	0,09
11	100	200	6,3	0,20	0,24
12	300	125	1,15	0,09	0,11
13	50	200	3,43	0,11	0,08
14	120	125	0,4	0,03	0,02
15	80	200	2,08	0,07	0,03
16	100	200	0,18	0,01	0,01
17	186	200	0,71	0,02	0,01
19	100	200	0,04	0,01	0,01
20	158	100	-2,64	0,34	1,48
21	156	100	0,6	0,08	0,10
22	164	300	39,57	0,56	0,98
23	240	80	0,92	0,18	0,65
24	440	150	6,26	0,35	0,98
25	65	150	0,25	0,01	0,01
26	534	150	2,04	0,12	0,13
27	220	300	32,56	0,46	0,68
28	140	125	-0,82	0,07	0,06
29	308	125	-2,53	0,21	0,46
30	180	300	31,32	0,44	0,63
31	390	250	22,2	0,45	0,82
32	350	125	5,61	0,46	1,98
33	120	125	1,6	0,13	0,20
34	140	125	0,61	0,05	0,04
35	300	125	-1,07	0,09	0,10
36	250	150	19,24	1,09	8,10
37	80	100	7,86	1,00	11,42
38	470	100	2,35	0,3	1,20
39	240	100	-0,36	0,05	0,04
40	140	80	-1,81	0,36	2,22
41	140	100	-2,88	0,37	1,73
42	160	80	1,37	0,27	1,35
43	165	150	-2,61	0,15	0,20
44	210	150	-9,32	0,53	2,06
45	360	80	-0,62	0,12	0,32
46	130	200	-3,95	0,13	0,10
47	236	150	-4,37	0,25	0,51
48	190	200	0,73	0,02	0,01
49	70	200	-0,27	0,01	0,02
50	275	200	-1,67	0,05	0,02

Tableau V-5 : Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (suite).

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	p.d.c Unit.
N°	m	mm	l/s	m/s	m/km
51	164	200	0,17	0,01	0,02
52	545	150	1,91	0,11	0,11
53	164	200	5,28	0,17	0,18
54	545	150	2,36	0,13	0,17
55	530	200	-12,37	0,39	0,84
56	355	500	138,38	0,70	1,46
57	360	500	121,26	0,62	1,12
58	126	300	28,46	0,4	0,53
59	276	200	-0,39	0,01	0,01
60	554	300	11,62	0,16	0,10
61	156	400	90,35	0,72	1,11
62	110	200	18,18	0,58	1,71
63	55	150	2,17	0,12	0,14
64	257	125	0,98	0,08	0,08
65	90	150	15,04	0,85	5,07
66	160	150	10,11	0,57	2,40
67	170	100	3,33	0,42	2,27
68	160	100	2,07	0,26	0,95
69	50	150	-4,15	0,24	0,46
70	115	150	-6,76	0,38	1,13
71	50	150	5,23	0,3	0,70
72	90	150	3,93	0,22	0,42
73	50	150	1,87	0,11	0,11
74	220	125	0,84	0,07	0,06
75	100	125	0,38	0,03	0,02
76	200	150	0,76	0,04	0,02
77	170	150	1,33	0,08	0,06
78	90	125	0,34	0,03	0,01
79	300	125	1,15	0,09	0,11
80	340	400	69,86	0,56	0,68
81	100	200	-7,82	0,25	0,36
82	440	200	11,12	0,35	0,69
83	540	200	-0,82	0,03	0,01
84	440	150	4,56	0,26	0,55
85	350	300	74,66	1,06	3,27
86	135	125	7,45	0,61	3,36
87	246	125	0,94	0,08	0,08
88	34	300	65,23	0,92	2,52
89	380	200	1,45	0,05	0,02
90	410	125	3,49	0,28	0,82
91	440	150	8,15	0,46	1,60
92	560	125	-0,21	0,02	0,01
93	540	150	2,06	0,12	0,13
94	550	300	50,27	0,71	1,54
95	356	300	22,84	0,32	0,35
96	108	125	4,08	0,33	1,10
97	180	125	1,13	0,09	0,11
98	80	125	0,14	0,01	0,01
99	220	125	-1,01	0,08	0,09

Tableau V-5: Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau (suite).

Tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	p.d.c Unit.
N°	m	mm	l/s	m/s	m/km
100	350	300	15,59	0,22	0,17
101	510	80	1,95	0,39	2,56
102	120	300	9,9	0,14	0,08
103	440	80	1,68	0,33	1,94
105	474	300	-1,83	0,03	0,01
106	350	300	-12,5	0,18	0,12
107	480	300	-22,15	0,31	0,33
108	530	200	-4,45	0,14	0,13
109	190	200	0,73	0,02	0,01
111	50	200	0,19	0,01	0,03
113	886	80	3,38	0,67	7,12
7	130	400	70,8	0,56	1,25
110	50	200	7,33	0,23	0,32
104	320	300	4,86	0,07	0,02
112	480	125	1,83	0,15	0,26

Tableau V- 6 : Détermination des pressions aux nœuds.

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
N°	m	l/s	m	m
2	62,10	0,32	96,83	34,73
4	62,00	0,61	97,06	35,06
5	62,11	2,67	96,83	34,72
6	62,24	2,37	96,83	34,59
7	61,71	1,82	96,84	35,13
8	62,47	1,95	96,75	34,28
18	62,99	2,05	96,52	33,53
9	67,5	2,63	96,65	29,15
10	65,00	0,99	96,63	31,63
11	68,64	1,72	96,63	27,99
12	67,65	1,15	96,6	28,95
13	69,64	0,95	96,63	26,99
14	71,60	0,4	96,62	25,02
15	70,57	1,19	96,62	26,05
16	71,00	0,18	96,62	25,62
17	72,83	0,71	96,62	23,79
19	63,00	2,08	96,52	33,52
20	63,58	0,6	96,5	32,92
21	60,4	3,56	96,36	35,96
22	64,42	0,92	96,2	31,78
23	58,28	3,97	96,4	38,12
24	57,5	0,25	96,4	38,9
25	56,62	2,04	96,33	39,71
26	58,81	2,06	96,21	37,4
27	56,84	1,71	96,22	39,38
28	60,44	3,51	96,09	35,65
29	56,8	5,15	95,77	38,97
30	58,00	2,94	95,4	37,4

Tableau V-6 : Détermination des pressions aux nœuds. (Suite).

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
N°	m	l/s	m	m
31	59	0,99	95,38	36,38
32	58	1,68	95,37	37,37
33	56	2,06	93,75	37,75
34	56,3	2,63	92,83	36,53
35	58	2,71	92,27	34,27
36	55,5	1,45	92,28	36,78
37	55,8	1,07	92,59	36,79
38	55	1,99	93,07	38,07
39	54,5	1,24	93,28	38,78
40	54	2,33	93,32	39,32
41	51	2,6	93,18	42,18
42	49,68	4,15	93,2	43,52
43	48,59	0,73	93,19	44,6
44	48,78	0,27	95,78	47
45	48,7	5,11	95,78	47,08
48	56,8	4,73	95,86	39,06
49	56,7	4,75	96,31	39,61
50	52,77	2,45	95,9	43,13
51	51,17	5,33	95,84	44,67
52	52,3	2,31	95,73	43,43
53	52,9	0,97	95,54	42,64
54	53	1,19	95,53	42,53
55	53,83	0,98	95,51	41,68
56	49,8	1,6	95,09	45,29
57	47,76	2,2	94,7	46,94
58	48,2	1,26	94,7	46,5
59	48,15	0,99	94,55	46,4
60	48,2	1,28	94,57	46,37
61	48,06	0,92	94,51	46,45
62	46,14	1,3	94,48	48,34
63	45,2	1,03	94,47	49,27
64	41,5	0,84	94,46	52,96
65	47	0,38	94,51	47,51
66	45,5	0,76	94,47	48,97
67	48	0,99	94,56	46,56
68	47,5	0,34	94,56	47,06
69	42,5	1,15	94,67	52,17
70	45,53	3,02	95,5	49,97
71	44,7	4,12	95,53	50,83
72	43,59	3,74	95,54	51,95
73	40,3	1,98	94,36	54,06
74	40,3	3,02	93,9	53,6
75	40,99	0,94	93,88	52,89
76	39,97	5,36	94,27	54,3
77	37,09	1,45	94,26	57,17
78	35,39	3,7	93,56	58,17
79	38,71	5,88	93,57	54,86

Tableau V- 6 : Détermination des pressions aux nœuds. (Suite).

Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
N°	m	l/s	m	m
80	36,69	2,06	93,49	56,8
81	43	5,29	93,42	50,42
82	38,4	3,17	93,3	54,9
83	38,4	1,94	93,18	54,78
84	40,09	0,99	93,16	53,07
85	40,25	1,15	93,16	52,91
86	37,4	3,74	93,24	55,84
87	36,09	1,95	91,93	55,84
88	37,2	3,36	93,23	56,03
89	36,29	1,68	92,37	56,08
90	37,91	4,86	93,22	55,31
91	42,61	3,34	93,22	50,61
92	44,98	5,19	93,26	48,28
93	50,84	0,73	93,18	42,34
94	42,62	3,76	93,21	50,59
95	42,73	0,19	93,21	50,48
96	42,73	1,83	93,1	50,37
97	52,2	3,38	86,9	34,7
46	53,33	3,76	95,77	42,44
47	53,97	3,76	95,84	41,87
Réservoir 1	100	-	105	5
Réservoir 3	90	-	95	5

Remarques :

- Les pressions sont comprises entre 2 et 5,8 bars et les nœuds les plus favorables (zone Nord) ont des pressions supérieures à 5 bars (Voir figure V-3).
- 66,64 % de la demande en cas de pointe est assurée par le château d'eau de 5000 m³. représenté par (Réservoir 1) dans le tableau V-6.
- Le château d'eau de capacité 2000 m³ (Réservoir 3) assure en ce cas de pointe un débit de 70,8 l/s.
- Les vitesses sont faibles dans la plus part des tronçons du réseau.

V. 7 – Constatations et Origine de la problématique :

Le premier inconvénient qu'on peut signaler c'est que le système de distribution est représenté par deux châteaux d'eau en tête (surélevés). En deuxième lieu, de gros diamètres de certains tronçons qui caractérisent non seulement les grandes mailles mais aussi les ramifications qui servent à alimenter certains quartiers. De plus, l'alimentation par le château d'eau de (5000 m³) (Reservoir1) se fait par une adduction gravitaire de 5300 m, de diamètre 600 mm véhiculant un débit de 137,8 (l/s) en cas de pointe, ce qui donne une vitesse de 0,49 m/s. Cette faible vitesse sur une adduction principale engendre des perturbations sur le fonctionnement du réseau en général.

V. 8 – Modification du système de distribution et Renouvellement du réseau :

Le calcul hydraulique fait ressortir plusieurs anomalies, l'analyse des vitesses et des pressions démontre donc qu'une modification du système de distribution et le changement du diamètre s'imposent.

Et vu le vieillissement des conduites du réseau de la ville de BOUFARIK (plus de 40 ans) ainsi que leurs matériaux (Amiante ciment), nous avons opté à un réseau avec des conduites en Acier.

Cette modification consiste à changer toutes les conduites du réseau de la ville en gardant le même tracé (schéma) et l'alimentation se fera par le château d'eau de 2000 m³.

Pour le calcul du réseau renouvelé, la rugosité est prise en fonction du matériau des conduites (Acier, conduite neuve ; $\varepsilon = 0,01$ mm. [11]).

V-9. Calcul du réseau Renouvelé :
Tableau V-7 : Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau renouvelé.

Tronçon	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	P.d.C.Unit.
N°	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
3	160	40	0,01	-0,61	0,49	8,03
4	100	300	0,01	-105,14	1,49	5,22
5	84	30	0,01	0,32	0,45	10,21
6	80	350	0,01	-113,77	1,18	2,85
8	66	300	0,01	83,09	1,18	3,38
18	216	300	0,01	78,43	1,11	3,04
9	330	150	0,01	9,92	0,56	2,03
10	260	50	0,01	0,99	0,5	6,49
11	100	100	0,01	6,3	0,8	6,33
12	300	50	0,01	1,15	0,59	8,47
13	50	80	0,01	3,43	0,68	6,22
14	120	30	0,01	0,4	0,57	15,12
15	80	50	0,01	2,08	1,06	24,47
16	100	50	0,01	0,18	0,52	20,49
17	186	30	0,01	0,71	1,00	41,9
19	100	50	0,01	-0,03	0,02	0,08
20	158	80	0,01	-2,71	0,54	4,11
21	156	30	0,01	0,6	0,85	31,02
22	164	250	0,01	76,41	1,56	7,05
23	240	50	0,01	0,92	0,53	7,67
24	440	125	0,01	6,26	0,51	2,13
25	65	30	0,01	0,25	0,51	15,83
26	534	50	0,01	2,04	1,04	23,63
27	220	250	0,01	69,27	1,41	5,88
28	140	80	0,01	-0,95	0,19	0,62
29	308	80	0,01	-2,66	0,53	3,92
30	180	250	0,01	68,16	1,39	5,71
31	390	250	0,01	59,04	1,20	4,39
32	350	100	0,01	5,61	0,71	5,14
33	120	50	0,01	1,36	0,69	11,4
34	140	30	0,01	0,37	0,52	13,13
35	300	50	0,01	-1,31	0,67	10,69
36	250	300	0,01	49,5	0,70	1,31
37	80	100	0,01	7,86	1,00	9,45
38	470	30	0,01	0,27	0,38	7,65
39	240	80	0,01	-2,44	0,49	3,38
40	140	80	0,01	-3,89	0,77	7,79

Tableau V-7 : Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau renouvelé (Suite).

Tronçon	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	P.d.C.Unit.
N°	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
41	140	80	0,01	-4,96	0,99	12,09
42	160	50	0,01	1,74	0,89	17,77
43	165	80	0,01	-2,98	0,59	4,84
44	210	200	0,01	-39,58	1,26	6,23
45	360	40	0,01	-0,25	0,20	1,68
46	130	80	0,01	-3,58	0,71	6,71
47	236	150	0,01	-34,27	1,42	9,17
48	190	40	0,01	0,73	0,58	11,03
49	70	40	0,01	-0,27	0,21	1,93
50	275	100	0,01	2,45	0,31	1,17
51	164	125	0,01	4,65	0,38	1,25
52	545	80	0,01	1,56	0,31	1,53
53	164	50	0,01	0,51	0,26	2,02
54	545	40	0,01	0,26	0,20	1,76
55	530	100	0,01	-5,5	0,70	4,95
56	355	300	0,01	101,54	1,44	4,89
57	360	300	0,01	91,29	1,29	4,02
58	126	200	0,01	28,49	0,91	3,42
59	276	100	0,01	-4,81	0,61	3,9
60	554	100	0,01	4,9	0,62	4,03
61	156	250	0,01	60,35	1,23	4,57
62	110	150	0,01	18,18	1,03	6,08
63	55	50	0,01	2,17	1,11	26,41
64	257	50	0,01	0,98	0,5	6,37
65	90	125	0,01	15,04	1,23	10,43
66	160	80	0,01	6,01	1,20	17,14
67	170	80	0,01	7,43	1,48	25,2
68	160	80	0,01	6,17	1,23	17,95
69	50	30	0,01	-0,05	0,07	0,30
70	115	50	0,01	-2,66	1,36	38,24
71	50	100	0,01	5,23	0,67	4,53
72	90	80	0,01	3,93	0,78	7,94
73	50	50	0,01	1,87	0,95	20,2
74	220	40	0,01	0,84	0,67	14,15
75	100	30	0,01	0,38	0,54	13,81
76	200	40	0,01	0,76	0,60	11,84
77	170	50	0,01	1,33	0,68	10,97
78	90	30	0,01	0,34	0,48	11,36
79	300	50	0,01	1,15	0,59	8,47
80	340	200	0,01	39,86	1,27	6,32

Tableau V-7 : Débits et vitesses dans les différents tronçons du réseau renouvelé (Suite).

Tronçon	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	P.d.C.Unit.
N°	m	mm	mm	l/s	m/s	m/km
81	100	100	0,01	-7,56	0,96	8,81
82	440	150	0,01	13,45	0,76	3,52
83	540	80	0,01	1,77	0,35	1,91
84	440	100	0,01	1,97	0,25	0,8
85	350	200	0,01	44,4	1,41	7,7
86	135	100	0,01	8	1,02	9,75
87	246	50	0,01	0,94	0,48	5,92
88	34	200	0,01	34,43	1,10	4,83
89	380	50	0,01	1,45	0,74	12,8
90	410	100	0,01	4,04	0,51	2,85
91	440	100	0,01	7,6	0,97	8,9
92	560	40	0,01	0,34	0,27	2,85
93	540	80	0,01	2,06	0,41	2,5
94	550	150	0,01	20,01	1,13	7,25
95	356	100	0,01	11,72	1,49	19,57
96	108	80	0,01	4,08	0,81	8,5
97	180	40	0,01	1,12	0,89	23,58
98	80	30	0,01	0,13	0,18	2,1
99	220	40	0,01	-1,02	0,81	20,05
100	350	80	0,01	4,47	0,89	10,02
101	510	50	0,01	1,95	0,99	21,78
102	120	50	0,01	-1,22	0,62	9,41
103	440	50	0,01	1,68	0,86	16,66
105	474	150	0,01	-12,95	0,73	3,28
106	350	150	0,01	-23,62	1,34	9,81
107	480	80	0,01	-3,01	0,60	4,89
108	530	150	0,01	25,81	1,46	11,54
109	190	40	0,01	0,73	0,58	11,03
111	50	30	0,01	0,19	0,27	4,12
113	886	80	0,01	3,38	0,67	6,06
7	130	500	0,01	208,6	1,06	1,53
110	50	100	0,01	7,33	0,93	8,33
104	320	100	0,01	-6,26	0,80	6,26
112	480	50	0,01	1,83	0,93	19,43

Tableau V-8 : Détermination des pressions aux nœuds, (Réseau Renouvelé).

Noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
N°	m	l/s	m	m
2	62,1	0,32	94,19	32,09
4	62	0,61	93,77	31,77
5	62,11	2,67	95,05	32,94
6	62,24	2,37	95,57	33,33
7	61,71	1,82	95,8	34,09
8	62,47	1,95	95,58	33,11
18	62,99	2,05	94,92	31,93
9	67,5	2,63	95,13	27,63
10	65	0,99	93,44	28,44
11	68,64	1,72	94,5	25,86
12	67,65	1,15	91,96	24,31
13	69,64	0,95	94,19	24,55
14	71,6	0,4	92,37	20,77
15	70,57	1,19	92,23	21,66
16	71	0,18	90,18	19,18
17	72,83	0,71	84,44	11,61
19	63	2,08	94,93	31,93
20	63,58	0,6	90,09	26,51
21	60,4	3,56	93,76	33,36
22	64,42	0,92	91,92	27,5
23	58,28	3,97	94,63	36,35
24	57,5	0,25	93,6	36,1
25	56,62	2,04	82,02	25,4
26	58,81	2,06	92,47	33,66
27	56,84	1,71	92,56	35,72
28	60,44	3,51	91,44	31
29	56,8	5,15	89,73	32,93
30	58	2,94	89,64	31,64
31	59	0,99	88,28	29,28
32	58	1,68	86,44	28,44
33	56	2,06	89,4	33,4
34	56,3	2,63	88,65	32,35
35	58	2,71	85,05	27,05
36	55,5	1,45	85,86	30,36
37	55,8	1,07	86,96	31,16
38	55	1,99	84,45	29,45
39	54,5	1,24	87,3	32,8
40	54	2,33	88,09	34,09
41	51	2,6	85,06	34,06
42	49,68	4,15	85,93	36,25
43	48,59	0,73	83,84	35,25
44	48,78	0,27	89,07	40,29
45	48,7	5,11	89,2	40,5
48	56,8	4,73	90,69	33,89

Tableau V-8 : Détermination des pressions aux nœuds (Réseau Renouvelé), suite.

N° Noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
49	56,7	4,75	93,31	36,61
50	52,77	2,45	91,87	39,1
51	51,17	5,33	91,44	40,27
52	52,3	2,31	91,15	38,85
53	52,9	0,97	90,48	37,58
54	53	1,19	89,03	36,03
55	53,83	0,98	87,39	33,56
56	49,8	1,6	89,55	39,75
57	47,76	2,2	86,8	39,04
58	48,2	1,26	85,26	37,06
59	48,15	0,99	82,39	34,24
60	48,2	1,28	82,41	34,21
61	48,06	0,92	82,16	34,1
62	46,14	1,3	81,45	35,31
63	45,2	1,03	80,44	35,24
64	41,5	0,84	77,33	35,83
65	47	0,38	80,78	33,78
66	45,5	0,76	79,08	33,58
67	48	0,99	80,54	32,54
68	47,5	0,34	79,52	32,02
69	42,5	1,15	84,26	41,76
70	45,53	3,02	89,01	43,48
71	44,7	4,12	89,89	45,19
72	43,59	3,74	88,85	45,26
73	40,3	1,98	86,31	46,01
74	40,3	3,02	85,00	44,7
75	40,99	0,94	83,54	42,55
76	39,97	5,36	86,15	46,18
77	37,09	1,45	81,28	44,19
78	35,39	3,7	83,83	48,44
79	38,71	5,88	82,23	43,52
80	36,69	2,06	80,88	44,19
81	43,00	5,29	82,16	39,16
82	38,4	3,17	75,2	36,8
83	38,4	1,94	74,28	35,88
84	40,09	0,99	70,03	29,94
85	40,25	1,15	69,87	29,62
86	37,4	3,74	71,69	34,29
87	36,09	1,95	60,58	24,49
88	37,2	3,36	72,82	35,62
89	36,29	1,68	65,49	29,2
90	37,91	4,86	74,82	36,91
91	42,61	3,34	76,38	33,77
92	44,98	5,19	79,81	34,83
93	50,84	0,73	82,96	32,12
94	42,62	3,76	75,96	33,34
95	42,73	0,19	75,76	33,03
96	42,73	1,83	65,50	22,77
97	52,2	3,38	70,60	18,4
46	53,33	3,76	89,53	36,2
47	53,97	3,76	90,36	36,39
Réservoir 3	90	-	95	5

Après les changements effectués sur le réseau et d'après les résultats de la simulation, les conditions hydrauliques sont améliorées à savoir les pressions aux nœuds et les vitesses. (Voir figures, V.5 et V.6).

V-10. Les accessoires du réseau de distribution :

Les accessoires qu'on rencontre au niveau du réseau de distribution ont leur importance.

Ils permettent :

- D'assurer un bon écoulement.
- De régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits.

A - Robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas d'une manœuvre lente. Ils sont généralement court-circuités pour faciliter l'ouverture, si celui-ci se trouve sous pression à l'amont et vide à l'aval. La fermeture se fait à l'aide d'un disque sous forme de clou placé dans une glissière au centre de l'appareil, le disque est solidaire d'un ensemble vis écrou.

Dans le cas des réseaux on utilise des robinets d'arrêts ou de prises au niveau des branchements.

B - Les Ventouses :

On rencontre deux types de ventouses :

- La ventouse simple qui assure le dégazage des conduites à haute pression.
- La ventouse à doubles orifices réunis en un seul appareil.

Elle se place au niveau des points hauts du réseau ou des conduites où se rassemble l'air ; soit au moment du remplissage ou au cours du fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors d'une vidange.

C - Les décharges :

Elles servent à vider les conduites en cas de nécessité. On les place sur la génératrice inférieure de la conduite contrairement aux ventouses.

D - Bouches et poteaux d'incendie :

Les poteaux ou bouches d'incendie doivent être posés sur les conduites ayant au minimum un diamètre de 100 mm et assurant un débit de 17 l/s sous une pression de 1 bar. L'espace entre deux bouches (ou poteaux) dépend de la fréquence des incendies.

E - Clapets anti-retour:

Les clapets anti-retour ont pour rôle d'empêcher le retour de l'eau lors d'un arrêt de pompe par exemple. Ils sont parfois utilisés comme soupapes pour éviter le choc à la forte pression.

V-11. Pièces spéciales de raccord :

a) Les Tés et croix : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires sur la canalisation principale.

b) Les coudes : utilisés en cas de changement de direction.

c) Les cônes de réduction : ce sont des organes de raccord en cas de changement de diamètre.

Conclusion :

Le réseau renouvelé fonctionne normalement et assurera l'alimentation de la ville dans de bonnes conditions. Afin d'assurer son bon fonctionnement, nous avons prévu l'installation des différents accessoires. Pour assurer une longue vie du réseau, un contrôle et une gestion rigoureuse s'imposent.

Organisation de chantier

VI.1- Généralités : On appelle en générale l'organisation de chantier, l'ensemble des dispositions envisagées pour accomplir dans les meilleures conditions les travaux à exécuter.

Organiser un chantier revient donc à calculer tous les éléments ventilés en temps et à prendre toutes les mesures pour que cette réalisation se fasse :

- Dans un ordre correct.
- A temps c'est-à-dire sans retard.
- Aussi économique que possible.

Les trois facteurs qualité, coût, délai, demeurent l'ossature et l'objectif à atteindre; pour cela, il y a nécessité de travailler selon un plan de mise en œuvre soigneusement étudié qui détermine entre autres :

- Les méthodes d'exécution.
- Le matériel à utiliser.
- L'ordre d'intervention en respectant les contraintes technologiques.
- Les besoins en effectifs.
- Les besoins en matériaux.

Il est également nécessaire d'étudier un plan d'installation de chantier pour éviter le retard lors de l'exécution, Autrement dit, le scénario d'exécution prévisionnel du démarrage à la livraison du projet doit être imaginé à l'avance par le projeteur.

Cette étude théorique, appelée planification, consiste à chercher constamment le chemin économique afin d'assurer l'efficacité de l'action de l'entreprise.

En particulier, l'exécution des différents travaux sur des chantiers de réalisation des réseaux d'alimentation en eau potable, nécessite les opérations suivantes :

- Implantation des tracés des tranchées.
- Aménagement du lit de pose des conduites.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joints et des canalisations.
- Remblaiement de la tranchée.

VI.2 - Implantation des tracés des tranchées sur le terrain :

VI.2.1 - Matérialisation de l'axe :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain par des jalonnets placés en ligne droite et espacés de 50 m.

Pour ce faire, on mesure sur le plan, leurs distances en se référant à des repères fixes ou des bornes.

La direction de l'axe et ses extrémités seront ainsi bien déterminées.

VI.2.2 - Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme.

Il sert à définir le relief d'un terrain, en fixant l'altitude d'un certain nombre de points.

Toutes les cotes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison.

Lorsque le terrain comporte des obstacles limitant la visibilité, on procède à un nivellement par cheminement et par simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de la tranchée en ce point.

VI.3 - Excavation des tranchées :

Cette opération s'effectue en deux étapes :

A - Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte généralement pour un bulldozer ou un Angle doser, pour notre cas et pour le réseau de la ville de BOUFARIK cette opération peut ne pas avoir lieu car on a procédé à un changement du réseau existant au sein de la ville.

B - Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain, l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour les raisons suivantes :

- Garder la fraîcheur de l'eau véhiculée par la canalisation.
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être d'une façon qu'un homme puisse y travailler sans difficultés, elle est augmentée au diamètre de la conduite à mettre en place, on pratique

aux endroits des joints des tuyaux, des élargissements de la tranchée appelés « niches ».

L'excavation de la tranchée nécessite la connaissance des paramètres suivants :

- Profondeur de la tranchée « H_{tr} »
- Largeur de la tranchée « b »
- Distance de la mise de la cavalière.

VI.3.1 - détermination des paramètres du chantier :

A- La profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

On prend : $h = 1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,2$ m.

D'où : $H_{tr} = 1,2 + D$. (m).

B - Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite avec 30 cm d'espacement de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

- **Choix du coefficient du talus :**

Afin de garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on doit définir ce coefficient qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol. (Voir Tableau VI.1).

Tableau VI.1: choix du coefficient du talus

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas, le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus $m = 0$.

C - Section transversale de la tranchée (S_{tr}) :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2$$

Comme $m = 0$ on aura $S_{tr} = H_{tr} \times b$

Pour le calcul, on prend le plus grand diamètre qui est de 500 mm.

$$H_{tr} = 1,2 + 0,5 = 1,7 \text{ m.}$$

$$b = 0,6 + 0,5 = 1,1 \text{ m.}$$

$$D'où S_{tr} = 1,1 \times 1,7 = 1,87 \text{ m}^2.$$

D - Section transversale du cavalier (S_c) :

Elle est donnée par la relation suivante : $S_c = S_{tr} \times K_f$

Avec : S_{tr} : section transversale de la tranchée (m^2).

K_f : coefficient de foisonnement, dépend de la nature du sol. (Voir tableau VI.2)

Tableau VI.2: Coefficients de foisonnement

Type de sol	k_f
sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limoneux argileux	1,14-1,28
Argileux	1,25-1,3

Puisque notre sol est limon argileux on prend $K_f = 1,2$.

$$S_c = 1,87 \times 1,2 = 2,24 \text{ m}^2.$$

E - hauteur du cavalier (Hc) :

On a : $S_c = \frac{B \times H_c}{2}$

Avec : B : largeur du cavalier (m).

Hc : hauteur du cavalier (m).

$$B = \frac{2 \times S_c}{H_c} \dots\dots\dots (1).$$

Et $m_c = \frac{B}{2H_c}$

Avec : m_c : pente du talus du cavalier qui égale à 1,5.

$$B = 2m_c H_c \dots\dots\dots (2).$$

De (1) et (2) $H_c = \sqrt{\frac{S_c}{m_c}}$

$$H_c = \sqrt{\frac{2,24}{1,5}} = 1,22 \text{ m}.$$

F- Distance de la mise du cavalier (A) :

C'est la distance qui sépare l'axe de la tranchée à celui du cavalier. Elle est donnée par la

formule suivante : $A = \frac{b}{2} + C + \frac{B}{2} + mH_c$

Pour notre cas $A = \frac{b}{2} + C + \frac{B}{2}$.

Avec : C : longueur de la berme variant entre 2 et 3 m.

$$\frac{B}{2} = H_c \times m \text{ Donc : } B/2 = 1,22 \times 1,5 = 1,83 \text{ m}.$$

Pour le calcul nous nous considérons les valeurs suivantes :

$b = 1 \text{ m}$ et $C = 2,5 \text{ m}$

AN: $A = 1/2 + 2,5 + 1,83 = 4,83 \text{ m}.$

Document téléchargé depuis: <http://dspace.ensh.dz>

VI.3.2 - Choix de l'excavateur et procédé d'excavation :

Vu la profondeur de la tranchée, l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin peut être une pelle mécanique équipée en rétro ou en butée.

Pour un choix adéquat est précis, on doit d'ailleurs citer quelques caractéristiques de ces deux types de pelles.

A - Pelle équipée en rétro :

Les pelles équipées en rétro ont l'aptitude de :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser rapidement et avec précision des tranchées à talus verticaux.

B - Pelle équipée en butée :

Les pelles équipées en butée ont les caractéristiques suivantes:

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune de ces deux types de pelles, on opte pour une pelle équipée en rétro.

Pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie. Celle ci doit satisfaire les conditions ci-dessous :

- Rayant de déchargement : $R_{déch} \geq A$.
- Hauteur de chargement : $H_{ch} \geq H_{tr}^{max}$.
- Hauteur de déchargement : $H_{déch} \geq H_c$.
- Largeur du godet : $b_g \leq b_{min}$

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle choisie, on a calculé les paramètres représentés dans le tableau VI.3.

Tableau VI.3 : paramètres pour la détermination de la pelle.

D (mm)	L (m)	b (m)	Htr (m)	Str (m ²)	Sc (m ²)	Hc (m)	A (m)	Vi=S L (m ³)	ΣVi (m ³)
30	1691	0,63	1,23	0,77	0,93	0,79	4,18	1310	25292
40	2895	0,64	1,24	0,79	0,95	0,80	4,20	2297	
50	4921	0,65	1,25	0,81	0,98	0,81	4,21	3998	
80	5500	0,68	1,28	0,87	1,04	0,83	4,25	4787	
100	4926	0,7	1,30	0,91	1,09	0,85	4,28	4483	
125	649	0,725	1,32	0,96	1,15	0,88	4,31	623	
150	3020	0,75	1,35	1,01	1,22	0,90	4,35	3058	
200	1060	0,8	1,40	1,12	1,34	0,95	4,42	1187	
250	1110	0,85	1,45	1,23	1,48	0,99	4,49	1368	
300	1347	0,9	1,50	1,35	1,62	1,04	4,56	1818	
350	80	0,95	1,55	1,47	1,77	1,09	4,63	118	
500	130	1,1	1,7	1,87	2,24	1,22	4,83	243	

Remarque :

$$A = A_{\max} = 4,83m \quad H_c = H_c \max = 1,22m$$

$$H_{tr} = H_{tr} \max = 1,7m \quad b = b \min = 0,63m$$

Connaissant les paramètres (A, Hc, Htr et b), L'excavateur sera une pelle mécanique équipée en rétro à roues pneumatiques dont les caractéristiques sont représentées dans le tableau I-4 :

Tableau I-4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Comme le volume total est supérieur à 20000 m³, on choisit une pelle de capacité de godet de 1,2 m³.

VI.3.2.1 - Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \text{ (m}^3\text{/h)}.$$

Avec : q : capacité du godet 1,2 m³.

Kr : coefficient de remplissage du godet Kr = 0,8-0,9 on prend Kr = 0,8

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du

Conducteur. : $K_t = 0,7- 0,9$ prenons $K_t = 0,8$.

K_f : coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,2$.

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du godet $T_c = (15-30)$ s, on prend

$T_c = 20$ s.

$$R_p = \frac{3600 \times 1,2 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 115,2 \text{ m}^3/h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour $R_p = 921,6 \text{ m}^3/j$.

VI.3.2.2 - La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin, le temps d'excavation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} \text{ (Heure)}$$

V : volume du sol excavé (m^3).

$$T = \frac{25292}{921,6} = 28 \text{ jours}$$

VI.4 - Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose de la conduite on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée.
- Etablir en suite le niveau du fond de la fouille en confectionnant un lit de pose bien donné avec la terre meuble (sable).

VI.5 - Pose de conduite :

Le mode de pose des conduites dépend du type de terrain, ceci a une grande influence sur la durée de vie du réseau.

Avant la descente des conduites en fouille, on procède à un treillage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies un choc. Les conduites doivent être posées lentement. Cette pose s'effectuera par tronçon successif et au cours de la pose on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux.

VI.6 - Epreuve de joint et de canalisation :

Après la pose des conduites, il faut vérifier la fiabilité de celle-ci avant le remblaiement de la tranchée. Pour cela on effectue généralement des essais de pression, pour s'assurer de l'étanchéité des joints et des canalisations. Cette opération consiste à remplir la conduite d'eau sous pression pendant une durée de 30 minutes environ. Lors de l'essai, la pression à adopter doit être de 1,5 fois la pression de service si cette dernière est inférieure à 10 bars ou majorée de 5 bars si celle-ci est supérieure à 10 bars.

Toute fois, il faut tenir compte du fait que la pression d'essais ne soit pas inférieure à 8 bars sauf dérogation spéciale.

Par ailleurs, la chute de pression à l'issue de l'épreuve ne doit pas être supérieure à 0,2 bars.

VI.7- Remblaiement de la tranchée :

Si les résultats des essais de pression sur les joints et les canalisations s'avèrent concluants, on procède alors au remblaiement de la tranchée. Pour la bonne réussite de cette opération, on optera aux dispositions suivantes :

- Au dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur du diamètre, le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et damé de façon à éviter tout mouvement de la canalisation et à lui constituer une assise stable.
- Le matériau utilisé doit être convenable, exempt de tout élément susceptible de porter atteinte aux canalisations.

Conclusion :

L'excavation des tranchées se fera à l'aide d'une pelle en rétro selon le procédé longitudinal, cette excavation durera 28 jours, mais dans le cas réel, elle nécessite un peu plus de temps car le travail de renouvellement des conduites se fera par parties pour permettre l'alimentation du reste de la ville durant la période de ces travaux.

Protection des canalisations

VII. 1 - Introduction : Les canalisations d'eau potable sont souvent soumises à des phénomènes qui peuvent nuire au bon fonctionnement des réseaux à savoir : la corrosion, les phénomènes transitoires, les retours d'eau, le colmatage ...

Le chapitre suivant fait un étendu sur les moyens de protection contre les deux phénomènes les plus rencontrés : la corrosion et le coup de bélier.

VII. 2 - Protection des canalisations contre la corrosion :

VII. 2.1 - Généralités :

Un métal en contact avec un milieu conducteur, eau ou sol, est le siège de réactions électrochimiques appelées effet de pile. Ce phénomène entraîne une dissolution du métal de l'anode vers la cathode, c'est-à-dire de la canalisation vers le milieu ambiant : c'est la corrosion. Elle peut détériorer la conduite si aucune mesure de protection n'est prise. Ses dégâts se présentent sous forme de trous, ou une diminution sensible de l'épaisseur, rendant la conduite vulnérable à des tensions moins importantes.

VII. 2.2 - Protection contre la corrosion externe :

La corrosion externe a pour effet, la perforation de la canalisation, ou la diminution du diamètre de celle-ci, ce qui l'expose à des risques d'éclatement en cas de surpression.

VII. 2.2.1 - Protection cathodique :

La protection cathodique est la technique qui permet de conserver dans son intégrité la surface extérieure des structures en acier enterrées ou immergées, en s'opposant au processus électrochimique d'attaque du métal par le milieu ambiant, c'est-à-dire la corrosion. Les canalisations acier constituent le champ d'application principal de cette protection. Les réseaux en acier, même anciens et dégradés, peuvent bénéficier de cette technique dans des conditions économiques admissibles. [8]

VII. 2.2.2 - Principe de la protection cathodique :

Pour réaliser la protection cathodique des canalisations enterrées en acier, il suffit :

- Soit de constituer une pile à l'aide d'un métal plus électro-négatif que l'acier (magnésium ou zinc) : c'est la protection par anode sacrificielle.

Principe : On crée un couple galvanique dont la canalisation métallique sera la cathode de la pile et l'anode un métal choisi pour son potentiel plus électronégatif (magnésium, aluminium, zinc).

- Soit de les relier à une source électrique convenablement connectée de manière que l'acier devient la cathode du système et de vérifier que le potentiel de cette cathode atteint bien le critère de protection en tous points : c'est le soutirage de courant.

Principe : l'abaissement du potentiel des canalisations à la valeur voulue est obtenu en connectant le réseau, en un ou plusieurs de ses points, au pôle négatif d'une source électrique de courant continu. Le champ électrique se répartit dans le sol, par la prise de terre ou déversoir. Les électrons gagnent la canalisation et pénètrent par leur surface latérale, Il en résulte un abaissement de potentiel dans le réseau.

Cet abaissement de potentiel croît depuis les extrémités du réseau les plus éloignées de la connexion jusqu'au pôle négatif de l'alimentation pour être au maximum au droit de celle-ci. Il doit être suffisant pour que le critère de protection soit partout atteint et maintenu.

Ce type de protection est tout indiqué pour la protection des grands réseaux et offre une grande souplesse d'adaptation et de réglages.

Deux moyens complémentaires existent pour maîtriser cette corrosion :

A- La protection passive :

Elle est constituée par le revêtement extérieur dont le rôle est de créer un effet de barrière électrique entre le métal des canalisations et le milieu environnant. Ce revêtement ne constitue cependant pas une protection absolue et définitive en raison des imperfections ou blessures susceptibles de se produire lors de la pose ou au cours de la vie de l'ouvrage. C'est pourquoi on maîtrise ces risques potentiels par l'installation d'une protection cathodique. [8]

B- La protection active :

Elle consiste à amener par des moyens extérieurs et artificiels l'ensemble de la surface extérieure du métal à un potentiel suffisamment négatif pour rendre le métal entièrement cathodique et supprimer ainsi tout risque de corrosion extérieure. Le critère de protection cathodique est la valeur du potentiel au-dessous duquel l'acier ne peut se corroder.

VII. 2.2.3 – Cas d'applications de la protection cathodique :

La protection cathodique complète de manière absolue la protection passive du revêtement et ceci quelles que soient les modifications de l'environnement des conduites dans le temps :

- Blessures des revêtements externes dues à des travaux réalisés par des tiers au voisinage de la conduite.
- Modification de la résistivité du sol suite à une pollution accidentelle, aux variations du niveau des nappes phréatiques, etc.
- Nouvel environnement électrique de la conduite tel que nouveau réseau sous protection cathodique (gaz, pétrole ...).
- Ligne Très Haute Tension, tramway, TGV, SNCF.
- Drainage de courants vagabonds.

Pour un investissement minimum, l'exploitant d'une canalisation sous protection cathodique pourra régulièrement contrôler le niveau de potentiel électrique de la conduite par rapport au milieu environnant et de ce fait, être alerté de toute dégradation accidentelle ou modification de l'environnement de la conduite : c'est la surveillance cathodique. Il assurera ainsi la pérennité de son réseau et de son investissement : c'est l'assurance-vie du réseau.[8]

VII. 2.2.4 – Mesure et contrôle :

Cette protection doit par ailleurs faire l'objet de contrôles périodiques réguliers destinés à s'assurer de son bon fonctionnement et de son efficacité dans le temps.

1) Points de mesure :

Ils sont destinés à contrôler le potentiel d'une canalisation par rapport au sol. Le nombre de points de mesure dépend de la configuration de l'ouvrage (canalisation).

2) Mesure de potentiel :

La mesure du potentiel des canalisations dans le sol est indispensable pour contrôler l'efficacité de la protection cathodique. Or, celles-ci étant assimilables à des éprouvettes plongées dans un électrolyte, on mesure le potentiel par l'intermédiaire d'électrodes de référence. La conduite dans le sol constitue une demi-pile que l'on associe à l'autre demi-pile ; l'électrode.

Les électrodes utilisées sont :

- Électrode au calomel (laboratoire),
- Électrode au sulfate de cuivre Cu/CuSO₄ (couramment utilisée),
- Électrode au chlorure d'argent Ag/AgCl (eau de mer),
- Électrode au zinc (eau de mer).

VII. 2.3 - Protection contre la corrosion interne:

Il arrive que des eaux fortement minéralisées provoquent dans la canalisation des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et en résulte des attaques locales du métal et notamment des perforations.

Le fer qui se présente dans l'eau même à de petites doses [0,10 mg/l] peut également être la cause de perforation en flocculant sous forme d'oxyde. Il constitue des dépôts, donc des piles très actives, et il apparaît sous chaque concrétion une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

Il faudra prendre garde aux eaux présentant à la fois une faible résistivité [$< 2000 \Omega\text{-cm}$] et une teneur en fer faible.

Pour une protection efficace à ce type de corrosion il faut :

- Exiger un revêtement intérieur en interposant un film entre l'eau et le métal constitué d'un enduit bitumineux.
- Eviter les faibles vitesses.
- Suivre attentivement la pose de la canalisation.

VII. 2.4 - Influence des phénomènes de corrosions sur la qualité de l'eau :

Les corrosions sont souvent responsables de la présence de fer, plomb, cuivre, cadmium ou zinc dans les eaux. Elles fournissent un abri contre l'arrachage hydraulique pour les microorganismes, ralentissent l'écoulement et peuvent le modifier localement.

La corrosion est causée par des phénomènes électrochimiques localisés très variés (différents mécanismes de corrosion) ; par exemple à pH faible ou lorsque le taux d'oxygène est élevé, elle est souvent aggravée par des bactéries qui accélèrent les réactions.[9]

VII. 3 - Protection des canalisations contre Le COUP de BELIER :

VII. 3.1 - Généralités :

Dans les systèmes hydrauliques en charge, les variations de pression causées par des changements de régime plus ou moins rapides, voir brusques, entraînent des contraintes sur le matériel qui dépassent largement celles du régime permanent. Le dimensionnement d'une conduite gravitaire ou de refoulement se trouve donc affecté par ces valeurs extrêmes.

VII. 3.2 – Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, c'est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

VII. 3.3 - Causes du coup de bélier : Les causes les plus fréquentes sont:

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Une variation du niveau d'un réservoir à une extrémité du réseau.
- L'interruption de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VII. 3.4 - Perturbation de l'équilibre, effets sur les pressions et sur les vitesses.

Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques, on peut analyser un cas particulier.

Considérons donc un système, analogue à une situation de refoulement, où l'eau coule à une vitesse U_0 pour alimenter un réservoir dont le niveau est gardé constant. Le phénomène, peut être décrit en quatre phases.

Phase 1 :

Au temps $t = 0$, la vanne située à l'amont du système est fermée, immédiatement et à proximité de la vanne, la vitesse d'écoulement s'annule, donc l'énergie cinétique fait de même et doit être compensée par un gain d'énergie potentielle sous forme d'une dépression puisque le mouvement initial de l'eau a tendance à tirer sur la partie de la colonne d'eau qui est immobile. Cette énergie de dépression se traduit mécaniquement par une énergie de déformation qui tend à réduire le diamètre de la conduite. Ce phénomène se poursuit jusqu'à ce que toute la conduite soit mise en compression, ce qui prend un temps égal au rapport de la longueur 'L' sur la célérité de l'onde de déformation 'C'.

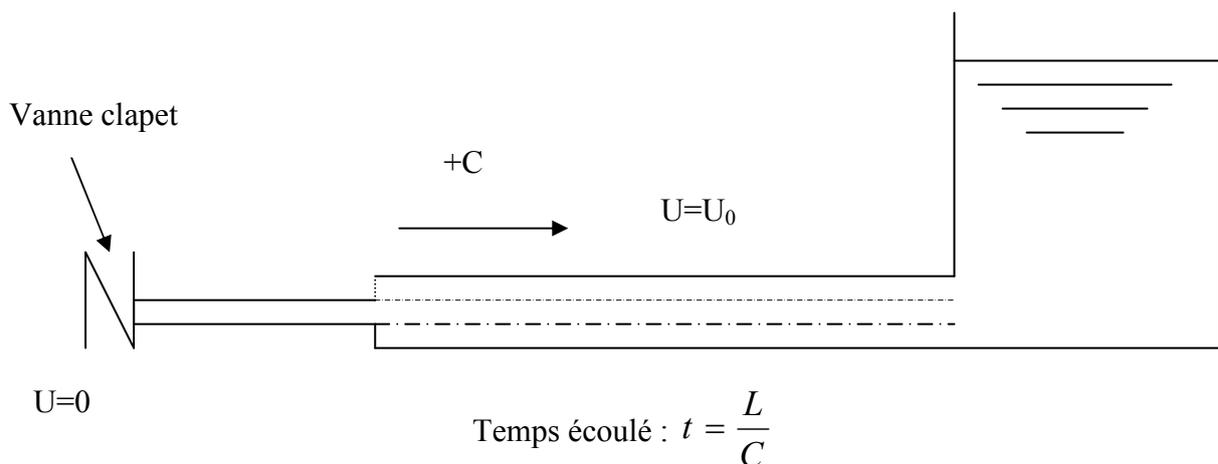


Fig : VII.1 : Phase 1 du cycle de variation de pression.

Phase 2 :

Lorsque l'onde de dépression atteint le réservoir, celle-ci se dissipe puisqu'il règne à cet endroit une pression constante. À ce moment précis, plus rien ne retient la mise en compression de la conduite et elle commence à reprendre sa forme à proximité du réservoir. L'augmentation de volume ainsi créée, entraîne le remplissage de la conduite à une vitesse équivalente à la vitesse initiale du fluide puisque la déformation initiale de la conduite est directement liée à cette dernière. Ce phénomène a la même durée que celle de l'étape précédente.

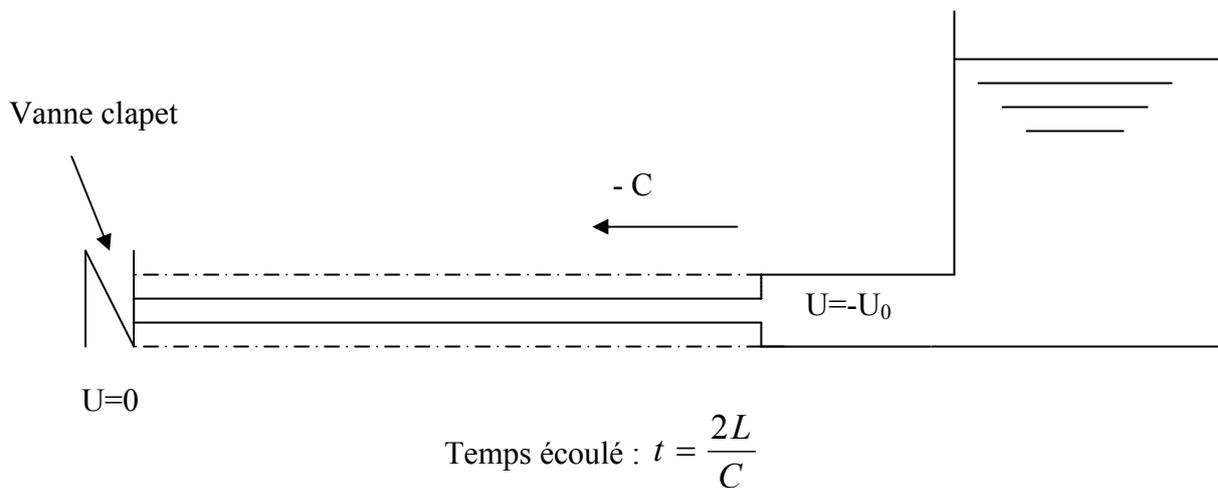


Fig : VII.2 : Phase 2 du cycle de variation de pression.

Phase 3 :

Au moment où toute la conduite a repris sa forme, la vitesse de l'eau doit s'annuler en frappant la vanne fermée. Encore une fois, on doit avoir transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle. Par contre, cette fois, l'énergie de pression est positive puisque l'inertie de l'eau tend à comprimer la partie immobile de la colonne d'eau. Cette surpression met en tension la conduite qui se dilate. La vitesse de l'onde de déformation 'C' étant constante, la durée de cette étape est identique à celle des précédentes.

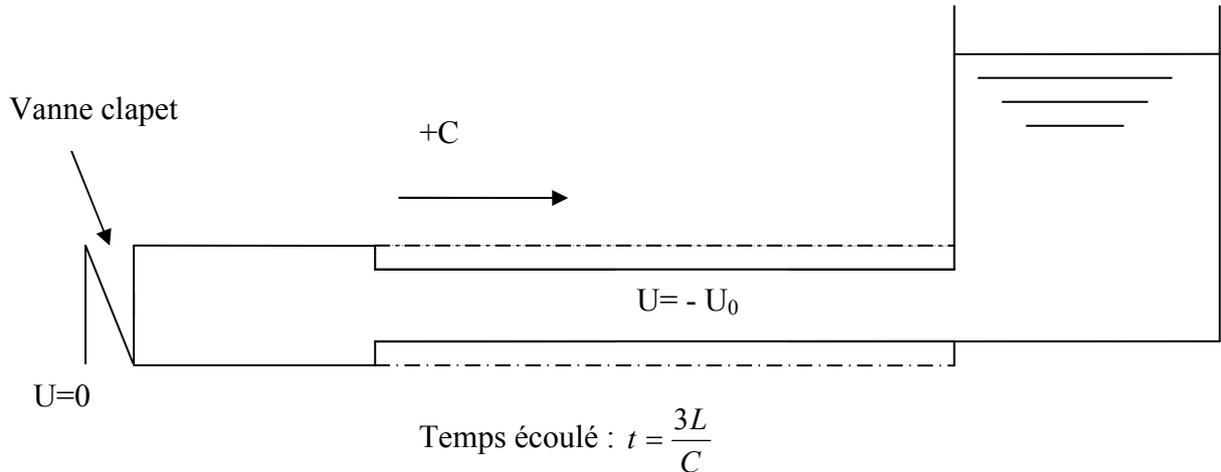


Fig : VII.3 : Phase 3 du cycle de variation de pression.

Phase 4 :

Le surplus d'eau dû à l'augmentation du volume de la conduite commence à s'évacuer près du réservoir à une vitesse U_0 de façon à ce que la conduite reprenne son diamètre initial. À la fin de cette étape, toute la conduite retrouvera les conditions initiales et l'étape 1 pourra recommencer.

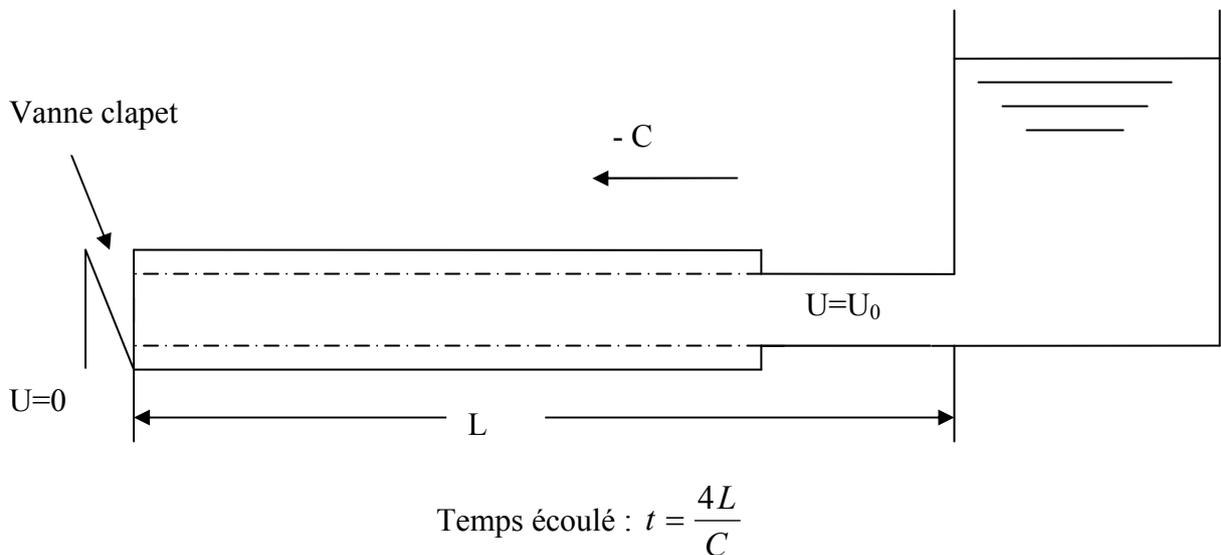


Fig : VII.4 : Phase 4 du cycle de variation de pression.

Ce cycle de période $T = 4L/C$ se répéterait indéfiniment, s'il n'y avait pas de frottement. Les effets du frottement agissent essentiellement sur l'amortissement de l'amplitude de la variation de pression. Le cas que nous venons d'étudier, est typique d'une installation de refoulement car il commence par une dépression à l'amont du système.

VII. 4 - Équipements de protection :

Les équipements de protection ont pour fonction générale d'atténuer les variations de pression et de réduire les effets néfastes de celles-ci. En d'autres termes, il ne suffit pas de penser uniquement à réduire l'amplitude des surpressions et dépressions mais aussi, dans certains cas, empêcher la cavitation ou les inversions d'écoulements. Compte tenu de la grande variété des installations hydrauliques et de leurs modes d'opération, il n'est pas possible de considérer un équipement de protection universel et polyvalent. On décrira donc, dans ce qui suit, une panoplie d'équipements avec leurs caractéristiques propres et leurs contextes d'utilisation.

VII. 4.1 - Volant d'inertie :

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante, fixée à l'arbre du groupe moteur pompe. Il permet, lors d'une coupure d'alimentation, d'allonger le temps de fermeture en dissipant l'énergie cinétique de rotation accumulée. Son utilisation demande un volume d'encombrement suffisant et les départs de pompes ne pourront être rapides.

VII. 4.2 – Chambres ou cheminées 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. Sur une conduite de refoulement. Une cheminée 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.

VII. 4.3 - Chambre d'équilibre unidirectionnelle :

Ces chambres permettent de réduire les dépressions par admission d'un débit supplémentaire pour contrer la réduction du débit causée par une fermeture brusque ou un arrêt de pompe. Le calcul s'effectue comme pour une cheminée d'équilibre munie d'un clapet non retour.

VII. 4.4 - Soupapes de décharge :

Les soupapes de décharges sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort dont la pression est ajustée à une valeur légèrement supérieure à la pression maximale d'opération. L'ouverture de la soupape laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

VII. 4.5 - Réservoirs d'air :

Il protège l'installation contre les surpressions et les dépressions. Il est constitué d'un certain volume d'eau et d'air, l'eau monte dans le réservoir dans le cas de la surpression et le cas contraire dans le cas de la dépression.

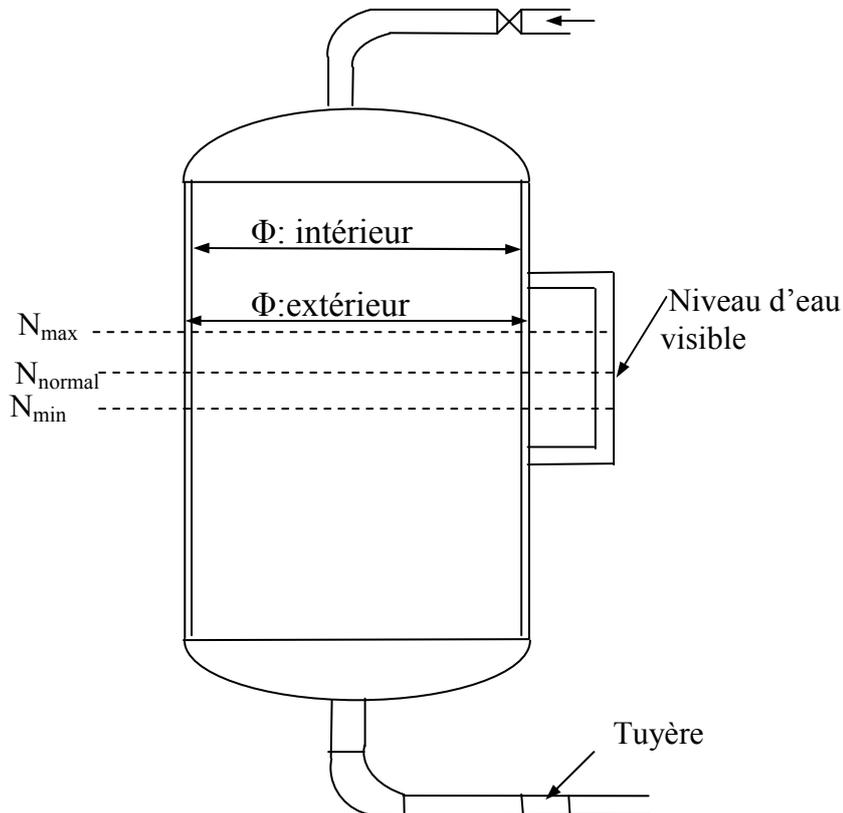


Fig : VII.5: Réservoir d'air Anti-Bélier.

VII. 4.6- Soupapes d'admission et de purge d'air :

Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'il ressemble aux soupapes de décharge tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et expulsées du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevées pour lesquels les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les aires efficaces des orifices d'entrée et de sortie.

- Pour ce qui concerne la protection d'une conduite à écoulement gravitaire, aucun accessoire n'est prévu et pour remédier à ce problème, une loi de manœuvre de la vanne positionnée à l'aval de la conduite doit être étudiée.

Conclusion :

À travers ce chapitre, nous avons pu établir une analyse succincte de deux phénomènes qui engendrent souvent des effets néfastes sur les canalisations et provoquent des perturbations sur le fonctionnement du réseau.

En premier volet, nous avons parlé du phénomène de corrosion et on peut dire que cette dernière a un impact direct sur les caractéristiques mécaniques des conduites. Pour cela nous avons détaillé le principe de la protection cathodique.

En second volet, nous avons vu comment évolue un régime transitoire après une manœuvre, ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier, et en fin les moyens de protection contre ce phénomène transitoire.

Gestion des réseaux d'alimentation en eau potable

VIII.1 - Introduction :

Comme on peut le constater à travers cette étude, la mobilisation, le transport, la distribution et la préservation de la qualité de l'eau nécessitent une gestion conséquente et d'importants moyens financiers.

Il est crucial de renforcer les aptitudes à gérer de façon optimale les ressources en eau, de veiller aux opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel, d'assurer la continuité de la production et d'entretenir les différents ouvrages et les équipements du réseau d'alimentation en eau potable.

VIII.2 - Surveillance et entretien des adductions de transfert et de distribution :

La première tâche que nous devons adopter pour notre projet, est de suivre le fonctionnement des adductions de transfert et de distribution car le rendement d'un système d'alimentation en eau potable dépend beaucoup plus de ces deux services. Le gestionnaire est appelé donc à porter une attention constante pour éviter leurs destructions ou leurs dégradations.

A- Transfert : Le transfert consiste à l'acheminement de quantités d'eau prélevées ou produite vers un ou plusieurs points de distribution représentés par des réservoirs ou châteaux d'eau situés en tête du réseau de distribution. Cette situation peut se présenter sous une forme simple, qui consiste à véhiculer une eau d'un point de prélèvement vers un bassin de distribution, à travers une conduite en matériaux approprié et diamètre donné. A l'inverse, il existe des situations beaucoup plus complexes caractérisées par de grandes distances. [6]

Il est important de signaler que les risques de pertes d'eau sont importants dans les transferts, en raison de l'existence de grosses conduites où les débits d'eau véhiculés sont considérables, de la localisation de ces transferts, le plus souvent situés dans des zones rurales isolées, où la survenance d'une fuite de faible importance ne peut pas être signalée en temps réel, d'où des temps d'interventions longs.

Aussi, une fuite importante occasionnée par une cassure, entraîne automatiquement une perte de charge au niveau des pompes provoquant l'arrêt des installations par défaut de pression. Enfin la multiplicité des installations sur un transfert augmente les risques et les quantités de pertes dues à des trop pleins de réservoirs et ce en l'absence d'entretien sur les équipements du réseau en ligne. Dans les forages regroupés en réseau de collecte, il y a un risque de retour quand les équipements ne sont pas régulièrement entretenus.

B - Distribution : La distribution est un segment important et sensible dans le processus d'alimentation en eau. A l'instar de la production, il est impératif qu'au niveau des réservoirs, on puisse disposer systématiquement d'un comptage fiable.

Comme pour les adductions, les réseaux de distribution se présentent sous forme de réseaux simples qui desservent de petits centres et petites agglomérations, de réseaux moyens qui alimentent des centres urbains plus importants, comportant des diamètres et des longueurs de conduites assez conséquent, de réseaux complexes qui alimentent des agglomérations importantes ou des métropoles et disposant de grandes capacités de stockage, de linéaires de conduites de différents diamètres et de différents matériaux pouvant ainsi assurer l'alimentation d'un nombre conséquent d'abonnées. Ces réseaux nécessitent évidemment des investissements lourds, des coûts d'exploitation élevés ainsi qu'un apport en main d'œuvre qualifiée et autre substantielle. [6]

En tout état de cause, l'exploitant est tenu d'assurer un entretien régulier des réseaux ainsi que tous les équipements hydromécaniques qui les composent. (Ventouses, vannes de vidange, réducteurs de pression, etc.).

VIII.3 - Contrôle de la qualité de l'eau :

Pour éviter la souillure de l'eau lors de la distribution, on procède à une injection des désinfectants tel que le chlore ou le permanganate de potassium, dans le réseau avant sa mise en exploitation. Ces produits permettent l'élimination par oxydation de tous facteurs susceptibles de dégrader la qualité de l'eau.

Une opération de nettoyage peut aussi se révéler nécessaire pour éliminer les dépôts.

La diminution du temps de séjour notamment au niveau des points singuliers du réseau évite la corrosion et les dépôts si la vitesse de l'eau dans les

conduites est supérieure à 0,5 m/s. Les moyens curatifs de nettoyage des réseaux de nature physique sont des racleurs ou l'envoi d'un mélange air-eau dans le réseau. Les moyens chimiques utilisés sont les détergents et les désinfectants à des concentrations étudiées.

Il est souhaitable de délivrer une eau légèrement entartrante pour éviter la corrosion de la conduite. En cas d'eau trop douce, c'est à dire agressive, des traitements de rééquilibrage de l'eau peuvent être envisagés. [7]

Le tableau VIII.1 récapitule les origines de la dégradation de l'eau potable dans les réseaux et leurs conséquences :

Tableau VIII.1 : Origines et conséquences de la dégradation de l'eau potable.

Origine	Cause	Conséquences	Dangers
Réservoir	mauvaise étanchéité	Infiltration	contamination microbiologique
	voies d'accès mal protégées	pénétration d'insectes	altération de l'eau
	surdimensionnement	stagnation de l'eau	altérations diverses
	exposition à la lumière du jour	croissance d'algues	apport de matières organique
Retour d'eau	dépression ou surpression	Siphonage	pollutions toxiques
Environnement extérieur	Fuites	intrusion d'eau terreuse	pollution microbiologique
Défauts de réseau	matériau inadéquat pour l'AEP	adhérence de germes	pollutions toxiques
Interventions	erreurs de branchement		contamination microbiologique
Installation intérieure	surdosage	diminution de la qualité de l'eau	favorise le développement d'un bio film

VIII.4 - Détection des fuites : La présence des fuites au niveau d'un réseau influe négativement sur son rendement et génère par conséquent des pertes financières tant au niveau de la gestion que de l'exploitation.

Les fuites concernent tous les ouvrages du réseau qui contribuent à la distribution des volumes pris en compte dans l'étude, On les rencontre généralement au niveau des réservoirs, conduites de transfert, de distribution et de branchement, appareils de robinetterie et de régulation. Il peut s'agir de rupture, de joints détériorés ou défectueux, de presse étoupe, etc.

VIII.4.1 -Signes précurseurs des fuites :

Au niveau d'un réseau, les fuites se manifestent de diverses manières et peuvent être identifiées à partir de quelques signes précurseurs à savoir :

- Jaillissement de l'eau en surface.
- Chute de pression dans le réseau.
- Augmentation du temps de fonctionnement de la station de pompage.
- Affaissement du terrain.
- Consommation anormale relevée au compteur général.

A. Fuites au niveau des réservoirs :

Ces fuites sont dues à une mauvaise étanchéité des parois (mauvais dosage du béton), surtout au niveau des traversées de ces dernières par les différentes conduites ; ou au débordement des réservoirs suite à l'absence de trop plein.

B. Fuites au niveau des pièces spéciales :

Les accessoires sont constitués souvent de plusieurs pièces, de matériaux différents. Les éléments ne se comportent pas de la même façon, ce qui engendre des vides par lesquels l'eau s'échappera.

Le presse étoupe en élastomère est souvent le siège de ces pertes; le gel, la température, le nombre de manoeuvres provoquent l'usure des joints de filetage au niveau des robinets vannes.

VIII.4.2 - Méthode de détection de fuite par l'écoute du bruit :

L'écoute des bruits de fuites a toujours été une méthode importante pour leurs localisations. Mais il est souvent difficile de discerner le bruit d'une fuite pour les raisons suivantes :

- La distance entre le point d'écoute accessible et l'endroit où la fuite a eu lieu étant trop grande.
- Le matériau de la canalisation atténue le bruit de fuite
- Les bruits de la circulation couvrant le bruit de fuite.

Cette méthode est largement employée aujourd'hui. Cependant, d'autres méthodes basées sur des appareillages électroniques sont largement utilisées dans les pays développés.

VIII.5 - Maintenance.

La maintenance est un ensemble de mesures servant à préserver l'état initial du réseau et ses accessoires ainsi qu'à constater et améliorer l'état réel des dispositifs techniques, d'un système d'alimentation en eau potable, en procédant régulièrement aux opérations d'entretien, d'inspection et de sa remise en état.

VIII.5.1 - Maintenance préventive :

La maintenance préventive est une programmation pour les opérations qui sont susceptibles de se produire au fil du temps.

VIII.5.2 - Maintenance curative :

Elle consiste à la remise en état d'un équipement ou d'une installation, à la suite d'une défaillance ou à leur mise hors service accidentelle totale ou partielle.

La gestion d'une telle installation, d'un système d'alimentation en eau potable nécessite aussi un suivi général de contrôle et d'inspection.

Les opérations de contrôle et d'inspections pour les ouvrages et les accessoires sont :

- Contrôle hebdomadaire
- Purges
- Fonctionnement des accessoires
- Etanchéités des conduites, vannes, robinetterie
- Essai de fonctionnement des équipements de secours et auxiliaires.

VIII.5.3 - Entretien courant :

Il concerne les opérations qui interfèrent les plus souvent avec le fonctionnement quotidien de l'installation tel que les mesures de surveillance, de contrôle et de détection des anomalies (bruits, fuites etc.....).

VIII.5.4 - Entretien préventif systématique :

Il s'agit d'un programme minimum obligatoire dans la mesure où :

- Son coût est inférieur aux dépenses de dépannage ou de renouvellement.
- Sa mise en œuvre est indispensable pour assurer aux équipements une durée de vie normale.

VIII.5.5 - Entretien préventif exceptionnel :

C'est un préventif qui n'a pas été programmé longtemps à l'avance (démonter une vanne à la suite d'une détection de fuites significatives par exemple.).

Le coût et l'organisation du réseau dépendent de façon très importante du linéaire du réseau, de sa consistance, de sa vétusté et de son état.

Le coût global d'entretien intègre divers éléments tels que :

- Coût de surveillance.
- Coût de campagnes de recherche des fuites.
- Coût de fonctionnement de poste de protection cathodique.
- Coût d'entretien des branchements.
- Coût d'entretien de la fontainerie.
- Coût d'entretien des compteurs.
- Coût de réparation des fuites.

VIII.6 - Conseils d'exploitation :

L'exploitation nécessite un suivi régulier et un certain niveau de connaissance, variable suivant l'installation. Voici un certain nombre de conseils :

- Faire l'état des lieux des différentes composantes du système de production et de distribution d'eau (ouvrages, réseaux, équipements...).
- Tenir un livre de bord qui contient les tâches à exécuter et les dates d'interventions ainsi que la consignation du suivi global du système d'alimentation en eau potable.
- Assurer l'entretien et la maintenance. [7]

VIII.6.1 - Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance du captage :

L'exploitation d'un champ captant nécessite un suivi général des installations et des équipements qui le compose.

Le tableau VIII.2 précise la tâche à effectuer et la fréquence d'intervention.

Tableau VIII.2: *Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance du captage.*

Tâche	Fréquence
Nettoyage	Aussi souvent que nécessaire pour assurer une propreté permanente
Visite de contrôle	Au minimum 1 fois/semaine (1 personne)
Visite des abords	1 fois/mois
Nettoyage complet	2 fois/an (2 personnes de préférence pour des raisons de sécurité)
Entretien du périmètre immédiat et contrôle des servitudes éventuelles	1 à 2 fois/an

VIII.6.2 - Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance des réservoirs :

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courantes de surveillance, entretien et nettoyage), le tableau VIII.3 donne un résumé de certains conseils d'exploitation.

Tableau VIII.3: *Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance des réservoirs.*

Tâche	Fréquence
Visite de la chambre des vannes	1 fois/semaine (1 personne)
Manœuvre des vannes (dégripper)	Minimum 2 fois/an
Vidange et nettoyage	Minimum 1 fois par an et chaque fois qu'il y a eu risque de contamination (2 personnes de préférence pour des raisons de sécurité)

VIII.6.3 -Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance des équipements.

Le tableau VIII.4 fournit une liste de tâches à prendre en considération pour un meilleur entretien des équipements du réseau :

Tableau VIII.4 : *Conseils d'exploitation pour l'entretien des équipements.*

Tâche	Fréquence
Relevé des compteurs généraux	1 fois/mois
Entretien des Equipements de régulation	2 fois/an (2 personnes)
Entretien des compteurs	2 fois/an
Manœuvre des vannes, ventouses, poteaux d'incendie (dégripper), purge de réseau	Minimum 1 fois/an (1 personne)
Désinfection des conduites	Après travaux de réparation sur le réseau

VIII.6.4 - Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance de la station de pompage : La station de pompage nécessite aussi des interventions régulières pour objet de vérification et d'expertise, ces fréquences d'interventions sont énumérées dans le tableau VIII.5.

Tableau VIII.5: *Conseils d'exploitation pour l'entretien et la maintenance de la station de pompage.*

Tâche	Fréquence
Visite du local des pompes	1 fois/semaine
Nettoyage de la bâche de reprise	Minimum 1 fois par an et chaque fois qu'il y a eu risque de contamination (2 personnes de préférence pour des raisons de sécurité)

Conclusion :

La mise en œuvre d'une gestion technique efficace des installations de protection et de distribution d'eau est un enjeu majeur pour les collectivités locales, elle passe par la recherche d'une adéquation permanente entre ressources en eau et besoins.

L'exploitation des ouvrages de production et de distribution d'eau doit anticiper sur l'évolution de la demande pour être en mesure de prendre aussi rapidement que possible les décisions de gestion adéquates afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau.

En fin, la gestion du service d'eau potable est sans aucun doute un élément décisif de l'amélioration du rendement d'un réseau.

Conclusion Générale :

Dans ce mémoire de fin d'études, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur les problèmes du système d'alimentation en eau potable de la ville de BOUFARIK.

Dans ce cadre, nous avons cité toutes les anomalies existantes au niveau des forages, des adductions, des ouvrages de stockage et du réseau de distribution. Puis nous avons donné quelques recommandations et conseils pour remédier aux problèmes rencontrés.

Nous avons intégré un calcul hydraulique permettant de mesurer les performances hydrauliques du réseau existant en utilisant le simulateur hydraulique EPANET.

Afin de pérenniser l'approvisionnement en eau, la nécessité de renouvellement du réseau d'Alimentation en Eau Potable de la ville de BOUFARIK s'est ressentie suite aux différents problèmes rencontrés sur ce dernier. Il est à préciser qu'une bonne partie a été posée entre les années 1978 et 1983.

C'est pour cela que nous avons prévu un nouveau réseau de distribution en optant pour un autre matériau : l'acier. Ce réseau peut répondre aux besoins de la population au moins jusqu'à l'année 2030 avec un fonctionnement beaucoup plus fiable.

En fin et afin d'assurer la continuité de la production et d'entretenir les ouvrages et les équipements des réseaux d'alimentation en eau potable d'une manière générale, nous avons cité les notions de gestion, d'exploitation ainsi que les différentes opérations d'entretien à effectuer sur les différents ouvrages.

Bibliographie :

[1] : M.KASRI. "Étude de transfert des eaux du champ de captage de CHEBLI ", Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2004/2005.

[2] : CABINET D'ETUDES HYDRAULIQUES D'ALGERIE, Coopérative immobilière EL-Bina "Rapport de synthèse ".

[3] : Cours d'A.E.P, 4ième année .ENSH 2005.

[4] : B.SALAH. « cours d'Alimentation en Eau Potable »
Première partie, ENSH, 1993.

[5] : LYONNAISE DES EAUX, Mémento du Gestionnaire de l'Alimentation en Eau potable et de l'assainissement. Tome I, Paris 1994.

[6] : ALGERIENNE DES EAUX, Une nouvelle vision à la gestion de l'eau. Brochure.

[7] : E. Roger, "Aide à la fiabilisation de l'eau potable en milieu rural", Aspects techniques et financiers, Février 2002.

[8] : J. FAISONDIER, Mécanismes hydrauliques et pneumatiques 8e édition, Dunod, Paris, 1999.

[9] : J.L.CELERIER, "LA DEGRADATION DE LA QUALITE DE L'EAU POTABLE DANS LES RESEAUX", document technique, France juin 1995, Deuxième édition.

[10] : Groupe ADELIOR - Siège social PARIS : <http://www.adelior.com>.

[11] : L.A. Rossman .EPANET 2 USER.S MANUAL.EPA/600/R-00/057 September 2000.