

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Bourkika (w. Tipaza).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0009-16

APA Citation (توثيق APA):

Addad, Kenza (2016). Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Bourkika (w. Tipaza)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation en eau potable

THEME :

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
VILLE DE BOURKIKI (W.TIPAZA)**

Présenté par :

M^{lle} : ADDAD Kenza.

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Président
M ^r HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Membre
M ^{me} KADI Latifa	M.A.A	Membre
M ^{me} HOULI Samia	M.A.A	Membre
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M.A.A	Promotrice

Jun 2016



REMERCIEMENT

Je tiens à remercier avant tout DIEU le tout puissant de m'avoir donné le courage et les moyens nécessaires d'accomplir ce modeste travail en vue de l'obtention de mon diplôme.

Que Madame MOKRANE.W reçoit toute l'expression de ma reconnaissance éternelle

De m'avoir encadré, je tien de remercier Monsieur HANIFI IBRAHIM pour tout son dynamisme et ses compétences techniques sur le domaine pratique qui mon permis de développer mes connaissances et de mener à bien cet étude.

Ma reconnaissance va aussi à tous les étudiants et le corps enseignant de l'ENSH

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Et à tous qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail je leur dis

MERCI



ADDAD KENZA



Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect ...

À mes chers parents.

Mon cher père RAMDANE, pour son soutien indéfectible durant tout mon cursus qu'il soit moral ou matériel.

Ma chère mère DJAMILA, ma vraie richesse dans ma vie, source de joie et de bonheur.

À celle qui animent ma vie, mes sœurs MERIEM, NASSIBA, RADIA, IMENE et FATIHA et je leur dis vous serez toujours mes sœurs de cœur.

À mes beaux-frères, HACENE, RAFIK et MUSTAPHA qui m'ont toujours soutenu et je leur dis vous êtes mes frères de toujours.

Je n'oublie pas les anges de bonheur de ma famille, mes neveux et mes nièces, AHMED, YAZID, NORHANE, OUSSAMA, AMIR, AYMEN et MARIA qui m'ont apporté une joie incroyable.

À mes amis, YASSMINA, ABIR, AMINA, SAMIA, BOUCHERA, et MOHAMED.

À tous les personnes qui m'ont aidé de près ou loin.



ملخص

العمل الذي قمنا به يتمثل في تشخيص و تصميم نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة بوركينا بولاية نيبازة. لأجل هذا تطرقنا الى تقديم النظام الحالي بتحديد مشاكل انابيب الدفع و كذلك هياكل التخزين. استعملنا برنامج EPANET وهذا من اجل اظهار حالة شبكة التوزيع. بعد هذه المعاينة قد اقترحنا تبديل هذه الشبكة بشبكة حلقيّة اعتمادا على الانابيب البولي ايثيلين ذو كثافة عالية و ذلك من اجل تحسين إمدادات مياه الشرب في المدينة وضمنان حسن سير النظام حتى أفق الدراسة (2040).

Résumé

Ce présent mémoire à pour objectif de faire un diagnostic et conception du système d'alimentation en eau potable de la ville de BOURKIKI. Le travail consisté à présenter le système existant et déterminer les différents problèmes de réseau de distribution.

Nous avons utilisé le logiciel EPANET afin de bien visualiser le comportement hydraulique de notre réseau. Après l'expertise du réseau, nous avons jugé utile de le changer avec un nouveau réseau maillé tout en utilisant les conduites en polyéthylène haute densité afin d'améliorer l'alimentation en eau potable de la ville et de garantir le bon fonctionnement du système à l'horizon d'étude (2040).

Abstract

The present work aims to make a diagnosis and design of the system of water supply in the BOURKIKI City. It also presents the existing system and identifies the various problems of the distribution network. We used EPANET software to visualize the hydraulic behavior of our network. After the network's expertise, we considered it useful to change it with a new ring main system while using the polyethlene high density pipelines to improve city drinking water supply and ensure the proper functioning of the system to the study horizon (2040).

SOMMAIRE

Introduction général	01
-----------------------------------	----

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	02
I.1. Présentation de la ville de BOURKIKI.....	02
I.1.1. Situation géographique.....	02
I.1.2. Situation topographique.....	03
I.1.3. Situation climatologique.....	03
I.1.3.1. Climat.....	03
I.1.3.2. Température	03
I.1.3.3. Pluviométrie.....	03
I.1.4. Sismicité	04
I.1.5. Situation géologique	04
I.1.6. Situation hydraulique actuelle.....	05
I.1.6.1. Ressource souterraine.....	05
I.1.6.2. Ouvrages de stockages.....	05
I.1.7. Situation démographique.....	05
Conclusion	06

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction	08
II.1. Estimation des besoins en eau	09
II.1.1. Estimation de la population.....	08
II.1.2. Estimation des besoins en eau à l'état actuel (2016).....	09
II.2. Variation des débits de consommation dans le temps	12
II.2.1. Coefficient d'irrégularité	12
II.2.2. Variation de la consommation journalière.....	14
II.2.3. variation de la consommation horaire	15
II.2.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant... 16	
II.3. Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2025.....	18
II.4. Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2040.....	23
I.5. Adéquation besoins –ressource	28
II.5.1. Bilan besoins-ressource	28
Conclusion.....	30

Chapitre III : Etude de réservoir

Introduction	31
III.1. Définition	31
III.2. Dispositions constructives des ouvrages de rétention d'eau	31

III.3. Emplacement des réservoirs.....	33
III.4. Calcul de la capacité totale nécessaire pour la ville de BOURKIKI.....	33
III.5.Principe de calcul	34
III.6 : Bilan de stockage.....	36
III.7.Dimensionnement du réservoir projeté (3000m3)	37
Conclusion	37

Chapitre IV : Diagnostic physique du réseau actuel

Introduction	39
IV.1. Diagnostic des forages	39
IV.1.1.Forage F1 HENNI	39
IV.1.2. Forage F2 KERFA.....	40
IV.1.3. Forage F3	40
IV.1.4. Forage F4	41
IV.1.5. Forage F5.....	42
IV.2. Diagnostic des conduites de refoulement.....	43
IV.3. Diagnostic des ouvrages de stockage	43
IV.4. Diagnostic du réseau de distribution	45
Conclusion	46

Chapitre V : Simulation hydraulique de réseau existant

Introduction.....	48
V.1. Type du système de distribution existant.....	48
V.2. Détermination des débits du réseau.....	48
V.2.1. Débit en route	48
V.2.2. Débit spécifique	48
V.2.3. Les débits aux nœuds (nodaux)	49
a. cas de pointe.....	50
b. cas de pointe plus incendie.....	56
V.3. Calcul des paramètres hydraulique	56
V.4. Capacités pour la Modélisation Hydraulique	57
V.5. Fichiers des résultats de la simulation	58
a/ cas de pointe	58
b / cas de pointe plus incendie.....	65
V.6. Constatations et interprétations des résultats de simulation.....	74
b /cas de pointe + incendie	74
a/cas de pointe.....	74
Conclusion	74

Chapitre VI : Etude du réseau projeté

Introduction.....	76
VI.1. Choix de matériaux de conduites	76
VI.2. Principe du tracé du réseau.....	76

VI.3. Calcul de réseau projeté	77
VI.3.1. Configuration et dimensionnement du réseau de distribution projeté pour BOURKIKA.....	77
VI.3.1.1.Détermination des débits du réseau.....	85
VI.3.1.2.. Répartition arbitraire des débits	84
VI.3.1.3.Détermination des diamètres et des vitesses	87
V.4. Fichiers des résultats de la simulation	91
a/ cas de pointe.....	91
b/ cas de pointe + incendie.....	96
Conclusion	102

Chapitre VII : Etude de système d'adduction

Introduction	104
VII.1.Classification générale des adductions	104
VII.2.Choix de matériaux de canalisation	104
VII.3.Calcul hydraulique de l'adduction	106
VII.3.1.Partie refoulement	106
VII.3.1.1.Diamètre économique de refoulement	107
VII.3.1.2.Etude technico-économique de l'adduction	107
VII.3.1.3.Calcul de la hauteur manométrique totale	107
VII.4.Etude de pompage.....	114
VII.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	115
Conclusion	118

Chapitre VIII : Equipements du réseau

Introduction	120
VIII.1. Les conduites sous pression.....	120
VIII.2. choix des conduites.....	121
VIII.3. La robinetterie.....	122
VIII.4. Les ventouses.....	124
VIII.5. Les clapets d'air	124
VIII.6. Les poteaux d'incendie	125
VIII.7. Les entrées de service ou branchement	125
VIII.8. Les régulateurs des pressions	125
VIII.9. Les organes de mesure	126
VIII.10. Le comptage	127
VIII.11. La lutte contre la surpression et la dépression.....	127
VIII.12. Les vidange	128
Conclusion.....	129

Chapitre IX : Organisation de chantier

Introduction	131
IX.1. Travaux concernant le réseau de distribution	131
IX.2. Calcul des volumes des travaux du réseau de distribution	132
IX.2.1. Calcul du volume de déblai	132
IX.2.2. Calcul du volume de lit de sable.....	133
IX.2.3. Calcul du volume des conduites	134
IX.2.4. Calcul du volume des remblais compactés	135

IX.3. Devis estimatif du projet.....	136
Conclusion.....	137
Conclusion générale.....	138

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tab I-1 La répartition mensuelle moyenne des températures.....	03
Tab I-2 Pluviométrie mensuelle moyenne en (mm) sur une période de retour de 10 ans	04
Tab I-3 Caractéristiques principales des forages de la ville de BOURKIKIKA	05
Tab I-4 Caractéristiques principales du réservoir R(1000 m ³)de BOURKIKIKA.....	05
Tab I-5 Tableau de répartition de la population en 2008.....	06

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tab 2-1 Estimation de l'évolution de la population.....	09
Tab 2-2 Estimation des besoins domestiques en eau potables à l'état actuel (2016).....	10
Tab 2-3 Estimation des besoins en eau potables à l'état actuel (2016) pour les différentes catégories.....	1
1	
Tab II-4 Besoins en eau potables de BOURKIKIKA l'horizon actuel (2016).....	12
Tab II-5 β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	13
Tab II-6 β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	14
Tab II-7 Détermination de la consommation maximale journalière et la consommation minimale journalière (2016).....	15
Tab II-8 Détermination de la consommation maximale horaire et la consommation minimale horaire (2016).....	16
Tab II-9 Détermination du débit maximum horaire (2016).....	17
Tab II-10 Estimation des besoins domestiques en eau potables à l'horizon (2025).....	18
Tab II-11 Calcul du débit moyen des équipements projetés (2025).....	19
Tab II-12 Récapitulation des besoins en eau potables de la commune de BOURKIKIKA à l'horizon d'étude (2025).....	20
Tab II-13 Détermination de la consommation maximale journalière et la consommation minimale journalière (2025).....	20
Tab II-14 Détermination de la consommation maximale horaire et la consommation minimale horaire (2025).....	21
Tab II-15 Variation des débits horaires pour l'horizon (2025).....	22

Tab II-16 Estimation des besoins domestiques en eau potables à l’horizon d’étude (2040).....	23
Tab II-17 Calcul du débit moyen des équipements projetés (2040).....	24
Tab II-18 Récapitulation des besoins en eau potables de la commune de BOURKIKA à l’horizon d’étude (2040).....	25
Tab II-19 Détermination de la consommation maximale journalière et la consommation minimale journalière (2040).....	25
Tab II-20 Détermination de la consommation maximale horaire et la consommation minimale horaire (2040).....	26
Tab II-21 Variation des débits horaires pour l’horizon (2040).....	27
Tab II-22 Bilan besoins-ressource pour la ville de BOURKIKA.....	28

Chapitre III : Etude de réservoir

Tab III-1 Détermination de la capacité du réservoir en fonction du débit moyen uniformément réparti.....	35
Tab III-2 Bilan du stockage.....	36
Tab III-3 Caractéristiques principales du réservoir projeté R (3000 m3).....	37

Chapitre IV : Diagnostic physique du réseau actuel

Tableau IV-1 : Equipements du forage f1 HENNI et leurs états.....	39
Tableau IV-2 : Equipements du forage f2 KERFA et leurs états.....	40
Tableau IV-3 : Equipements du forage f3 et leurs états.....	40
Tableau IV-4 : Equipements du forage f4 et leurs états.....	41
Tableau IV-5 : Equipements du forage f5 et leurs états.....	42
Tableau IV-6 : Caractéristiques des conduites de refoulements.....	43
Tableau IV-7 : Caractéristiques principales du réservoir R1000 m3 BOURKIKA.....	45
Tableau IV-8 : Conduites de réseau de distribution.....	45

Chapitre V : Simulation hydraulique de réseau existant

Tab V-1 Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).....	49
Tab V-2 Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe)	50
Tab V-3 Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe+ incendie)	56
Tab V-4 Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe)	58
Tab V-5 Résultat au niveau des nœuds (cas de pointe)	62
Tab V-6 Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe + incendie).....	65
Tab V-7 résultat au niveau des nœuds (cas de pointe + incendie).....	68

Chapitre VI : Etude du réseau projeté

Tab VI-1 Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).....	78
Tab VI-2 Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe).....	79
Tableau VI.3 Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie).....	84
Tab VI-4 Calcul Des Diamètres Et Des Vitesses.....	88
Tab VI-5 Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe).....	91
Tab VI-6 résultat au niveau des nœuds (cas de pointe).....	94
Tab VI-7 Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe plus incendie).....	96
Tab VI-8 résultat au niveau des nœuds (cas de pointe plus incendie).....	99

Chapitre VII : Etude de système d'adduction

Tab VII-1 Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour chaque diamètre.....	112
Tab VII-2 Calcul des frais d'exploitation.....	112
Tab VII-3 Calcul des frais d'investissement amorti.....	113
Tab VII-4 Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	113
Tableau VII.5 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	117
Tableau VII.6 : Capacité de réservoir d'air.....	117

Chapitre IX : Organisation de chantier

Tab IX-1	Calcul du volume des déblais.....	133
Tab IX-2	Calcul du volume de lit de sable.....	134
Tab IX-3	Calcul du volume des conduites.....	135
Tab IX-4	Calcul du volume de remblai.....	135
Tab IX-5	Devis estimatif du projet.....	136

LISTE DE FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation géographique de la ville de BOURKIKA.....02

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1 :L'histogramme de consommation actuelle (2016).....18

Figure II.2 :L'histogramme de consommation actuelle (2025).....23

Figure II.3 :L'histogramme de consommation actuelle (2040).....28

Chapitre IV : Diagnostic physique du réseau actuel

Figure IV.1. Vue du forage F1 HENNI : Ses équipements, son abri et sa vidange.....39

Figure IV.2 Vue du forage F2 KERFA : Ses équipements et son abri.....40

Figure IV.3 : Vue du forage F3 : Ses équipements et son abri.....41

Figure IV.4 : Vue du forage F4 : Ses équipements et son abri.....42

Figure IV.5 : Vue du forage F5 : Ses équipements et son abri.....42

Figure IV.6 : Vue du réservoir R1000 m3 et équipements de la chambre de vannage.....44

Figure IV.7 : Contrôleur de niveau d'eau de réservoir R1000 BOURKIKA.....44

Figure IV.8 : Conduite d'arrivée d'eau de réservoir R1000 BOURKIKA en acier.....44

Figure IV.9 .Structure de réseau de distribution existant de la ville de BOURKIKA.....46

Chapitre V : Simulation hydraulique de réseau existant

Figure V.1. Courbe de distribution des pressions en cas de pointe.....72

Figure V.2. Courbe de distribution des pressions en cas de pointe plus incendie.....73

Chapitre VII : Etude de système d'adduction

Figure VII.1 : Schéma d'adduction BOURKIKA.....106

Figure VII.2:le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement.....113

Chapitre VIII : Equipements du réseau

Figure VIII.1 : Robinet vanne.....123

Figure VIII.2 : Vanne papillon123

Figure VIII.3 : Ventouse.....124

Figure VIII.4 : Clapet anti retour.....	124
Figure VIII.5 : Bouche d'incendie.....	125
Figure	VIII.6 :
Diaphragme.....	126
Figure VII.7 : Manomètre.....	127
Figure VIII.8 : Compteur.....	127
Figure VIII.9 : Soupape de décharge.....	128

Liste des planches

1. Plan de masse de la ville BOURKIKI Wilaya de Tipaza.
2. Le réseau d'AEP existant de la ville de BOURKIKI W.TIPAZA.
3. Le réseau d'AEP projeté de la ville de BOURKIKI W.TIPAZA.
4. Profil en long du nœud 30 au nœud 65 pour l'année 2040 BOURKIKI W.TIPAZA.
5. Schémas des accessoires.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

En tant qu'élément de base indispensable à toute forme de vie et de développement, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance.

C'est l'élément essentiel pour tout développement et amélioration de confort et de niveau de vie des populations avec un souci d'une utilisation rationnelle et une lutte contre le gaspillage par raison de fuites en particulier occasionnées par vétustés des réseaux d'alimentation en eau potable.

C'est dans ce cadre qu'entre l'objectif de notre projet visant une étude de diagnostic du réseau de distribution d'alimentation en eau potable de la ville de BOURKIKI (Tipaza) située au centre de l'Algérie.

Le diagnostic des systèmes d'alimentation en eau potable devient un préalable indispensable à la définition de programmes d'actions cohérents permettant d'optimiser la gestion des réseaux et de palier aux éventuelles insuffisances de qualité, de quantité ou de sécurité d'approvisionnement des collectivités. Le diagnostic a pour but de présenter l'état des lieux du service d'alimentation d'eau potable et de proposer des solutions techniques appropriées qui répondent aux préoccupations du maître d'ouvrage c'est-à-dire garantir à la population actuelle et futur des solutions durables pour une alimentation en eau potable.

Pour ce faire nous avons établi un plan de travail composé de neuf chapitres :

Le premier fait l'objet d'une collecte des données de reconnaissance de la région d'étude. Dans le second nous allons estimer la quantité d'eau potable totale pouvant satisfaire la demande de la population de la zone d'étude. L'étude du stockage nécessaire fera l'objet du troisième chapitre alors que dans le quatrième chapitre nous allons faire un diagnostic physique général du réseau actuel d'alimentation en eau potable. Dans le chapitre cinq nous allons faire une simulation hydraulique du réseau existant, suivi d'un chapitre permettant l'étude d'un réseau projeté. Dans le septième chapitre nous allons étudier l'adduction par pompage. Les équipements du réseau et l'organisation de chantier vont être abordés respectivement dans le huitième et le neuvième chapitre. Notre travail va être clôturé par une conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

Pour un avant-projet, il est important d'établir un constat et une description de la zone d'étude d'un point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique. Ceci à nous permettre de mener à bien notre travail.

I.1. Présentation de la ville de BOURKIKI

BOURKIKI est située dans la wilaya de TIPAZA. Sur la partie occidentale de la plaine de Mitidja à environ 70 km au sud-ouest de la capitale et à 30 km à l'ouest du chef-lieu de la wilaya de Blida.

I.1.1. Situation géographique

Les limites administratives de la zone d'étude sont :

- Au Nord : la commune de SIDI RACHED.
- Au Sud : la commune de OUED DJER.
- A l'Est : la commune d'AHMAR EL AIN.
- A l'Ouest : la commune de HADJOUT.



Figure I.1 : Situation géographique de la ville de BOURKIKI

I.1.2. Situation topographique

La région d'étude BOURKIKA est partagée en deux zones topographiquement différentes :

- Une zone de plaine au nord.
- Une zone montagneuse au sud.

Elle est constituée dans son ensemble, par une plaine s'inclinant en pente douce vers le littoral mais se relevant relativement vers le sud.

I.1.3. Situation climatologique

I.1.3.1. Climat

Le climat de la zone d'étude est de type méditerranéen entre sub-aride et humide, avec deux tendances bioclimatiques avec une pluviométrie moyenne de 675 mm par an et une température minimale de 9.3°C liées à la topographie, à la mer et à la végétation.

I.1.3.2. Température

L'aire de la zone d'étude est côtière, la température mensuelle moyenne varie entre **13.07°C** et **27.13°C**.

Les mois les plus chauds correspondant à **juillet** et **aout**, les températures moyennes varient de **25°C** et **27°C**, les mois les plus froids sont enregistrés de **décembre** à **février**, la moyenne inférieure à **15°C**.

La répartition mensuelle moyenne des températures est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.1. La répartition mensuelle moyenne des températures période 1985-2005.

Mois	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC
T°C	13.07	13.07	14.87	16.9	19.07	22.77	25.93	27.13	24.13	22.4	16.93	14.43

I.1.3.3. Pluviométrie

Les pluies moyennes mensuelles représentées par le tableau suivant traduisent clairement les variations saisonnières et leur distribution à l'échelle annuelle. la station prise en considération dans la région d'étude, fait ressortir deux périodes distinctes, une saison sèche et une autre relativement humide.

- Le mois le plus pluvieux est celui de Janvier avec une précipitation moyenne de 157 mm, (sur une période de retour de 10 ans).
- Le mois le plus sec est celui de Juillet avec une précipitation moyenne de 1 mm.
- La période pluviale s'étale du mois de Septembre jusqu'au mois de Mai avec une précipitation moyenne mensuelle de 86.6 mm.

La précipitation mensuelle des pluies sur une période de retour de 10 ans est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.2.Pluviométrie mensuelle moyenne en (mm) sur une période de retour de 10 ans.

Mois	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC
p mes (mm)	157	116	52.7	51	51.7	6.3	1	1	23.7	51.3	142	134

I.1.4.Sismicité

Un zoning sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs.

Dans cette nouvelle classification notre zone d'étude se situe dans la zone sismique III (sismicité élevée).

I.1.5.Situation géologique

La zone d'étude appartient au sahel occidental d'Alger qui est caractérisé par les formations suivantes :

- Pliocène (Conglomérats, marnes, mollasses, grés et formations dunaires).
- Villafranchien (Calcaires lacustres, argiles).
- Pliocène marin (Conglomérats, marnes bleues, mollasses et grés).
- Miocène supérieur marin (Calcaire, grés et argiles).
- Permo-trias (Grés rouges et conglomérats).
- Précambrien (Schistes et grés).
- Roche magmatiques formées par des granites.

I.1.6.Situation hydraulique actuelle

I.1.6.1.Ressource souterraine

La ville de BOURKIKA tire ses ressources en eau à partir de cinq(05) forages implantés au champ de captage de la Mitidja Ouest au alentour du chef-lieu de la commune.

Tableau I.3. Caractéristiques principales des forages de la ville de BOURKIKA :

N°	DESIGAT IONS	COORDONNEES UTM			DEBIT D'EXP l/s	Type de pompe	ANNEE DE REALISATION	OBSERVAT ION
		X(M)	Y(M)	Z(M)				
1	F1 HENNI	456427	403826	81	20	immergée	1995	En marche
2	F2KERFA	455600	4038720	88	25	immergée	1995	En marche
3	F3	453978	4038909	89	20	immergée	1995	En marche
4	F4	453647	4038871	94	30	immergée	1987	En marche
5	F5	454480	4038853	88	20	immergée	1990	En marche

(Source : APC)

I.1.6.2.Ouvrages de stockages

La ville de BOURKIKA est alimenté par un réservoir d'eau semi enterré de capacité 1000 m3 situé sur une hauteur de la ville et ce afin de satisfaire les besoins en eaux de toute la population.

Tableau I.4. Caractéristiques principales du réservoir R(1000 m3)de BOURKIKA :

N°	COORDONNEES (UTM)	COTES (M)	CAPACITE (M3)
R1000	X=452446,00 Y=4036279,00	CTP=167 Radier=163	1000

I.1.7.Situation démographique

D'après le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en **2008**, la population de la ville de BOURKIKA s'élève à une population de l'ordre de **22027** habitants. D'après l'APC qui s'est traduit par un taux d'accroissement retenue qui est de 2.1% à court terme ,1.98 moyen terme et de 1.7 à long terme.

La population de la zone d'étude est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.5. Tableau de répartition de la population en 2008

Localités	Population
Chef-lieu	10568
Aggl-secondaires	6706
Zone éparsé	4753
Total commune	22027

(Source : APC)

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région, BOURKIKA présente une extension urbaine avec un climat entre sub-aride et humide, la pluviométrie fait ressortir deux périodes distinctes, une saison sèche et une autre relativement humide. Notre zone a des pentes douces avec une sismicité élevée. Ces données nous serviront pour entamer notre étude de projet.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction :

Dans ce chapitre, nous procédons à l'évaluation des besoins en eau potable en se basant sur les résultats du dernier recensement et en visant un horizon futur de 2040.

Cette évaluation est influencée par plusieurs facteurs à savoir : l'évolution de la démographie, le climat de la région, les habitudes, le rythme des activités humains, l'importance de la ville...etc.

II.1. Estimation des besoins en eau**II.1.1. Estimation de la population****Catégories domestiques**

L'agglomération de la ville de **BOURKIKA** compte actuellement **22027** habitants, C'est une agglomération qui est en voie de développement et d'extension, donc après l'obtention de la population actuelle (de l'horizon de référence 2008), on estime la population pour l'horizon futur qui est prévu pour 2040, à l'aide de la formule suivante dite « à taux de croissance géométrique » :

$$\text{Avec : } P_n = P_0 [1 + \tau]^n \dots\dots\dots (\text{II-1})$$

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

P₀ : population de l'année de référence (hab.).

τ : taux d'accroissement annuel de la population.

n : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré 2040.

Pour l'estimation de la population future, nous adopterons un taux d'accroissement qui est de 2.1% à court terme ,1.98% moyen terme et de 1.7% à long terme.

L'évolution de la population est donnée dans le tableau II.1 :

Tableau II.1: Estimation de l'évolution de la population.

	localités	Pop2008	Taux d'accr (%)	2016	Taux d'accr (%)	2025	Taux d'accr (%)	2040
Chef-lieu	Chef-lieu BOURKIKA	10568	2,1	12480	1,98	14888	1,7	19171
Agglomération secondaires	DAS DJEBOURI +DAS KADAI EL HADJ	1000	2,1	1181	1,98	1409	1,7	1814
	DAS AYACH 1	566	2,1	668	1,98	797	1,7	1027
	DAS KARFAH 1,2+HENI1	2406	2,1	2841	1,98	3390	1,7	4365
	SAHEL	2734	2,1	3229	1,98	3852	1,7	4960
Total		6706	2,1	7919	1,98	9447	1,7	12165
Zone éparsé		4753	2,1	5613	1,98	6696	1,7	8622
	TOTAL	22027	2,1	26012	1,98	31031	1,7	39959

II.1.2. Estimation des besoins en eau à l'état actuel (2016)**Catégorie des besoins**

Il est préférable de se pencher sur les différentes catégories des besoins tels que :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins commerciaux
- Besoins administratifs
- Besoins publics
- Zone d'activité
- Besoins projeté au futur
- Besoins d'arrosage

II.1.2.1. Consommation moyenne journalier (1)

La consommation moyenne journalière est exprimée en mètre cube par jour et donnée par la relation suivante :

$$\text{Avec : } Q_{\text{moyj}} = \frac{(Q_i \times N_i)}{1000} \text{ en [m}^3\text{/j]} \dots\dots\dots (\text{II-2})$$

$Q_{\text{moy, j}}$: consommation moyenne journalière en m³/j.

Q_i : dotation moyenne journalière en l/j/hab.

N_i : nombre de consommateurs.

II.1.2.2. Choix de la dotation

Elle est définie comme étant la quantité d'eau potable, par jour, que doit recevoir effectivement un habitant au niveau de son robinet pour couvrir ses besoins domestiques journaliers.

Pour notre projet, les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 150 l/j/hab pour les habitants à l'horizon 2016 et à l'horizon 2040.

Estimation des besoins domestique de la commune de BOURKIKA :

Tableau II.2: Estimation des besoins domestiques en eau potables à l'état actuel (2016)

Localités	Population	dotation	$Q_{\text{moy,j}}(\text{m}^3/\text{j})$
		(l/j/unité)	
Chef-lieu	12480	150	1872
Aggl-secondaires	7919	150	1187,85
Zone éparsé	5613	150	841.95

Tableau II.3: Estimation des besoins en eau potables à l'état actuel (2016) pour les différentes catégories.

catégories de consommateurs	Type de Besoins	Equipement s	Unité de Base	Nombre	dotation	Q _{moy.j} (m ³ /j)	
					(l/j/unité)		
équipement publics	Scolaire	09 écoles primaires	Elève	2899	20	57,98	
		03 C.E.M	Elève	2478	20	49,56	
		01 LYCEE	Elève	957	20	19,14	
		01 C.F.P.A	Stagiaire	100	20	2	
	Administratif	1 APC	Employé	30	15	0,45	
		1 Bureau de poste	Employé	10	15	0,15	
		Sieg de P.T.T	Employé	20	15	0,3	
		1 sub. de l'agriculture	Employé	15	15	0,225	
		Annexe APC et PTT	Employé	20	15	0,3	
		Gendarmerie	Agents	45	50	2,25	
	Sanitaires	02 Salle de soin	Patient	300	300	90	
		01 Centre de santé	Patient	200	300	60	
		01 Maternité	Patient	50	300	15	
	Socioculturels	02 Stade communal	Personnes	7000	4	28	
		01 Centre culturel.	Fidèles	450	4	1,8	
		04 Mosquées	Fidèles	600	10	6	
	Autres équipements (commerces et services)		-	-	-	-	349.16

Récapitulation des besoins en eau :

Un tableau récapitulatif des différentes catégories de consommations :

Tableau II.4: Besoins en eau potables de BOURKIKA l'horizon actuel (2016).

Catégorie des besoins	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Domestique	3901.8
Scolaire	128.69
Administratif	3.675
Sanitaires	165
Socioculturels	35.80
Autres équipements (commerces et services)	349.16
Total	4584,125

II.2. Variation des débits de consommation dans le temps**II.2 .1. Coefficient d'irrégularité (5)****II.2.1.1. Coefficient d'irrégularité maximale journalière (K_{max.j})**

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peuvent être obtenus par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\max.j} = Q_{\max.j} / Q_{\text{moy.j}} \dots\dots\dots(\text{II.3})$$

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

La valeur de $K_{\max.j}$ varie entre 1,1 et 1,3.

Dans notre projet on prend: $K_{\max.j} = 1,3$.

III.2.1.2. Coefficient d'irrégularité minimale journalière (K_{min.j})

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière à la consommation moyenne journalière, il est donné par la relation suivante :

$$K_{\min.j} = Q_{\min.j} / Q_{\text{moy.j}} \dots\dots\dots(\text{II.4})$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation.

K_{min} varie entre 0.7 et 0.9.

Dans notre projet on prend: $K_{min,j}=0.7$

III.2.1.3. Coefficient d’irrégularité maximale 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 le degré du 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

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \dots\dots\dots (II.5)$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l’agglomération et de régime du travail, varie de 1, 2 à 1, 5 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre étude on prend : $\alpha_{max} = 1.3$

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

Le tableau II.5 donne sa variation en fonction du nombre d’habitants.

Tableau II.5 : β_{max} en fonction du nombre d’habitants

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

$\beta_{max} = 1.17$

D’où la valeur de $K_{max,h}$ sera : $K_{max,h} = 1.17 \times 1.3 \Rightarrow K_{max,h} = 1.52$

III.2.1.4. Coefficient d’irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$)

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} * \beta_{min} \dots\dots\dots (II.6)$$

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 étude on prend : $\alpha_{min} = 0.5$

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

Le tableau II.6 donne Sa variation en fonction du nombre d’habitants

Tableau II.6 : β_{min} en fonction du nombre d’habitants

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

$\beta_{min} = 0.56$

D’où la valeur de $K_{min,h}$ sera : $K_{min,h} = 0.5 \times 0.56 \Rightarrow K_{min,h} = 0.28$

II-2.2. Variation de la consommation journalière

II.2.2.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

C’est le débit d’une journée où la consommation est maximale pendant une année. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,j} = Q_{moy,j} * K_{max,j} \dots\dots\dots(II.7)$$

Avec :

$Q_{max,j}$: Débit maximal journalier.

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier.

$K_{max,j}$: Coefficient d’irrégularité maximale des variations de la consommation journalière

II.2.2.2. Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :

C’est le débit d’une journée où la consommation est minimale pendant une année. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{min,j} = Q_{moy,j} * K_{min,j} \dots\dots\dots(II.8)$$

Avec :

$Q_{max,j}$: Débit minimal journalier.

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier.

$K_{max,j}$: Coefficient d’irrégularité minimal des variations de la consommation journalière

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Détermination de la consommation maximale journalière et la consommation minimale journalière (2016) :

Paramètres	$Q_{moy, j}$ (m ³ /j)	$K_{max, j}$	$Q_{max j}$ (m ³ /j)	$Q_{moy, j}$ (m ³ /j)	$K_{min, j}$	$Q_{min, j}$ (m ³ /j)
Zone d'étude	4584.125	1.3	5959.363	4584.125	0.7	3208.888

II.2.3.variation de la consommation horaire :

II.2.3.1. Consommation moyen horaire ($Q_{moy h}$) :

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy h} = Q_{max j} / 24 \dots\dots\dots(II.9)$$

Avec :

$Q_{moy h}$: Débit moyen horaire en m³/h

$Q_{max j}$: Débit maximum journalière en m³/j

$$Q_{moy h} = 5959.363 / 24 \qquad \qquad \qquad Q_{moy h} = 248.31 \quad m^3/h$$

II.2.3.2.Consommation maximum horaire ($Q_{max, h}$) :

C'est le débit de consommation pendant une heure la plus chargée est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max h} = Q_{moy h} * K_{max h} \dots\dots\dots(II.10)$$

Avec :

$Q_{moy h}$: Débit moyen horaire en m³/h

$K_{max h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire

II.2.3.3. Consommation minimum horaire ($Q_{min, h}$) :

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

$$Q_{min. h} = Q_{moy .h} * K_{min h} \dots\dots\dots(II.11)$$

Avec:

$Q_{moy h}$: Débit moyen horaire en m³/h

$K_{max h}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Détermination de la consommation maximale horaire et la consommation minimale horaire (2016) :

Paramètres	$Q_{\text{moy, h}}$ (m^3/h)	$K_{\text{max, h}}$	$Q_{\text{max h}}$ (m^3/h)	$Q_{\text{moy, h}}$ (m^3/h)	$K_{\text{min, h}}$	$Q_{\text{min, h}}$ (m^3/h)
Zone d'étude	248.31	1.52	377.43	248.31	0.28	69.53

III.2.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans l'annexe I.

Remarque

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. pour notre étude on prendra la répartition variant entre **10001 à 50000** hab.

Tableau II.9:Détermination du débit maximum horaire (2016).

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 5959,363 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	89,390	1,5	89,390
01-02	1,5	89,390	3	178,781
02-03	1,5	89,390	4,5	268,171
03-04	1,5	89,390	6	357,562
04-05	2,5	148,984	8,5	506,5459
05-06	3,5	208,578	12	715,124
06-07	4,5	268,171	16,5	983,295
07-08	5,5	327,765	22	1311,060
08-09	6,25	372,460	28,25	1683,520
09-10	6,25	372,460	34,5	2055,980
10-11	6,25	372,460	40,75	2428,440
11-12	6,25	372,460	47	2800,901
12-13	5	297,968	52	3098,869
13-14	5	297,968	57	3396,837
14-15	5,5	327,765	62,5	3724,602
15-16	6	357,562	68,5	4082,164
16-17	6	357,562	74,5	4439,725
17-18	5,5	327,765	80	4767,49
18-19	5	297,968	85	5065,459
19-20	4,5	268,171	89,5	5333,6299
20-21	4	238,375	93,5	5572,004
21-22	3	178,781	96,5	5750,785
22-23	2	119,187	98,5	5869,973
23-24	1,5	89,390	100	5959,363

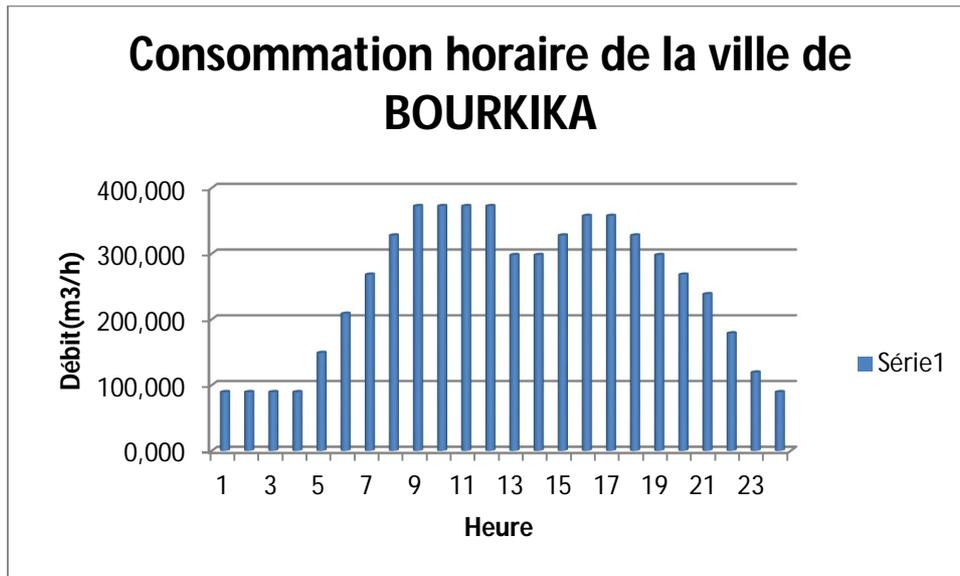


Figure II.1 :L'histogramme de consommation actuelle (2016).

À partir du tableau et de graphique de consommation nous avons trouvé que la période de pointe est entre 08h et 12h avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{\max,h} = 373.289 \text{ m}^3/\text{h} = 103.691 \text{ l/s}$$

Aussi le débit minimum horaire est égale :

$$Q_{\min,h} = 89.589 \text{ m}^3/\text{h} = 24.886 \text{ l/s}$$

II.3. Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2025 :

II.3.1. Calcul des besoins moyens journaliers :

Pour assurer le débit de la population au moyen terme, nous prévoyons la réalisation d'un programme d'équipement qui sera mis au point ultérieurement. En appliquant les mêmes formules pour le calcul des débits, nous aboutissons aux valeurs théoriques des Tableaux II.10 et II.11 qui donnent une image de projection possible pour l'horizon (2025).

Tableau II.10: Estimation des besoins domestiques en eau potables à l'horizon (2025)

Localités	Population	dotation	$Q_{\text{moy},j}(\text{m}^3/\text{j})$
		(l/j/unité)	
Chef-lieu	14888	150	2233.2
Aggl-secondaires	9447	150	1417.05
Zone éparsé	6696	150	1004.4

Tableau II.11: Calcul du débit moyen des équipements existants et projetés (2025).

catégories de consommateurs	Type de Besoins	Equipements	Unité de Base	Nombre	dotation	$Q_{moy,i}$ (m^3/j)	
					(l/j/unité)		
équipement publics	Scolaire	12 écoles primaires	Elève	3527	20	70,54	
		04 C.E.M	Elève	3015	20	60,3	
		01 LYCEE	Elève	1164	20	23,28	
		01 C.F.P.A	stagiaire	100	20	2	
	Sanitaires	03 Salle de soin	Patient	600	300	180	
		01 Centre de santé	Patient	200	300	60	
		01 Maternité	Patient	60	300	18	
	Socioculturels	02 Stade communaux	Personne	7000	4	28	
		01 Centre culturel.	Fidèles	450	4	1,8	
		01 Jardin pour enfant	m 2	100	4	0,4	
		01 Crèche	enfants	150	20	3	
		04 Mosquées	Fidèles	600	10	6	
	Autres équipements (commerces et services)						424.79

Tableau II.12. Récapitulation des besoins en eau potables de la commune de BOURKIKA à l'horizon d'étude (2025).

Catégorie des besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestique	4654.65
Scolaire	156.12
Administratif	3.675
Sanitaires	258
Socioculturels	39.2
Autres équipements (commerces et services)	424.79
Total	5536.435

II.3.2. Détermination des débits de consommation :

En appliquant les mêmes procédés et les mêmes formules présentées auparavant on a trouvé les résultats de calculs des débits présentés dans le tableau ci-après avec :

II.3.2.1. Variation de la consommation journalière :

Tableau II.13 : Détermination de la consommation maximale journalière et la consommation minimale journalière (2025).

Paramètres	Q _{moy, j} (m ³ /j)	K _{max, j}	Q _{max j} (m ³ /j)	Q _{moy, j} (m ³ /j)	K _{min, j}	Q _{min, j} (m ³ /j)
Zone d'étude	5536.435	1.3	7197.3655	5536.435	0.7	3875,5045

II.3.2.2. Variation de la consommation horaire :

Consommation moyen horaire (Q_{moy, h}) :

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{max j}} / 24 \dots\dots\dots(\text{II.9})$$

Avec :

Q_{moy h} : Débit moyen horaire en m³/h

Q_{max j} : Débit maximum journalière en m³/j "

$$Q_{\text{moy h}} = 7197.3655 / 24$$

$$Q_{\text{moy h}} = 299.89 \text{ m}^3/\text{h}$$

Consommation maximum horaire ($Q_{\max, h}$) :

$$\beta_{\max} = 1.149$$

D'où la valeur de $K_{\max, h}$ sera : $K_{\max, h} = 1.149 \times 1.3 \Rightarrow K_{\max, h} = 1.49$

Consommation minimale horaire ($Q_{\min, h}$) :

$$\beta_{\min} = 0.601$$

D'où la valeur de $K_{\min, h}$ sera : $K_{\min, h} = 0.5 \times 0.601 \Rightarrow K_{\min, h} = 0.3$

Tableau II.14 : Détermination de la consommation maximale horaire et la consommation minimale horaire (2025).

Paramètres	$Q_{\text{moy}, h}$ (m^3/h)	$K_{\text{max}, h}$	$Q_{\text{max}, h}$ (m^3/h)	$Q_{\text{moy}, h}$ (m^3/h)	$K_{\text{min}, h}$	$Q_{\text{min}, h}$ (m^3/h)
Zone d'étude	299.89	1.49	446.84	299.89	0.3	89.97

II.3.3. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Comme mentionné plus haut, le nombre d'habitants de la ville de l'année 2025. D'après l'annexe I, on a choisi pour notre cas la répartition de **10001** à **50000** habitants.

Tableau II.15: Variation des débits horaires pour l'horizon (2025).

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 7197,3655 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	107,960	1,5	107,960
01-02	1,5	107,960	3	215,921
02-03	1,5	107,960	4,5	323,881
03-04	1,5	107,960	6	431,842
04-05	2,5	179,934	8,5	611,776
05-06	3,5	251,908	12	863,684
06-07	4,5	323,881	16,5	1187,565
07-08	5,5	395,855	22	1583,420
08-09	6,25	449,835	28,25	2033,256
09-10	6,25	449,835	34,5	2483,091
10-11	6,25	449,835	40,75	2932,926
11-12	6,25	449,835	47	3382,762
12-13	5	359,868	52	3742,630
13-14	5	359,868	57	4102,498
14-15	5,5	395,855	62,5	4498,353
15-16	6	431,842	68,5	4930,195
16-17	6	431,842	74,5	5362,037
17-18	5,5	395,855	80	5757,892
18-19	5	359,868	85	6117,761
19-20	4,5	323,881	89,5	6441,642
20-21	4	287,895	93,5	6729,537
21-22	3	215,921	96,5	6945,458
22-23	2	143,947	98,5	7089,405
23-24	1,5	107,960	100	7197,366

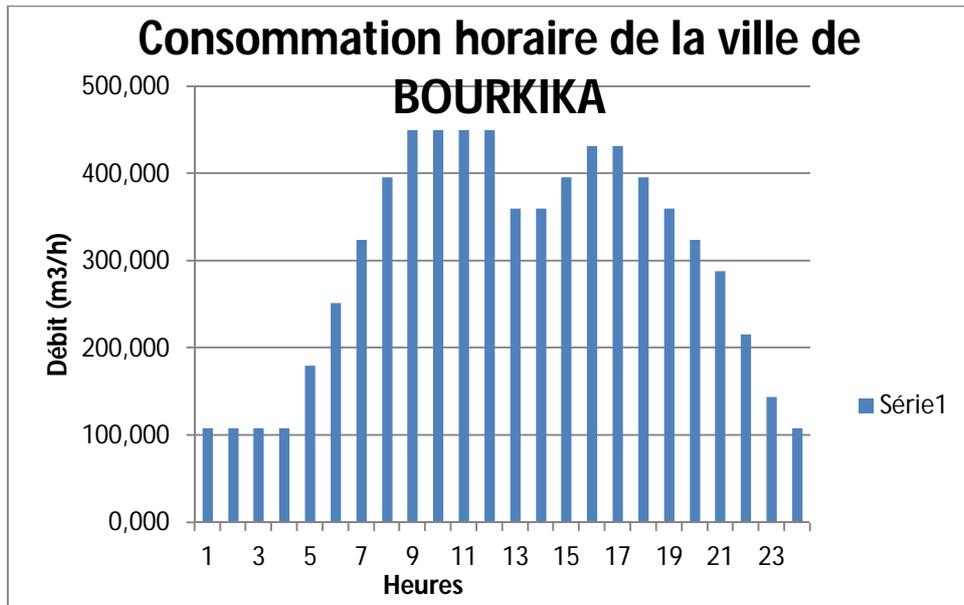


Figure II.2 :L’histogramme de consommation actuelle (2025).

À partir du tableau et de graphique de consommation on a trouvé que la période de pointe est entre 08h et 12h avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{\max,h} = 449.835 \text{ m}^3/\text{h} = 124.95 \text{ l/s}$$

Aussi le débit minimum horaire est égal :

$$Q_{\min,h} = 107.960 \text{ m}^3/\text{h} = 29.99 \text{ l/s}$$

II.4. Estimation des besoins en eau potable à l’horizon 2040:

II.4.1. Calcul des besoins moyens journaliers :

Pour assurer le débit de la population future, nous prévoyons la réalisation d’un programme d’équipement qui sera mis au point ultérieurement. En appliquant les mêmes formules pour le calcul des débits, nous aboutissons aux valeurs théoriques des Tableaux II.16 et II.17 qui donnent une image de projection possible pour l’horizon (2040).

Tableau II.16: Estimation des besoins domestiques en eau potables à l’horizon d’étude (2040).

Localités	Population	dotation	Q _{moy,j} (m ³ /j)
		(l/j/unité)	
Chef-lieu	19171	150	2875.65
Aggl-secondaires	12165	150	1824.75
Zone eparse	8622	150	1293.3

Tableau II.17: Calcul du débit moyen des équipements existants et projetés (2040).

catégories de consommateurs	Type de Besoins	Equipements	Unité de Base	Nombre	dotation	$Q_{moy,i}$ (m^3/j)	
					(l/j/unité)		
équipement publics	Scolaire	14 écoles primaires	Elève	4542	20	90,84	
		04 C.E.M	Elève	3883	20	77,66	
		02 LYCEE	Elève	1499	20	29,98	
		01 C.F.P.A	stagiaire	100	20	2	
	Sanitaires	03 Salle de soin	Patient	600	300	180	
		02 Centre de santé	Patient	400	300	120	
		02 Maternité	Patient	80	300	24	
	Socioculturels	02 Stade communal	Personne	7000	4	28	
		02 Centre culturel.	Fidèles	900	4	3,6	
		02 Jardin pour enfant	m ²	100	4	0,4	
		01 Crèche	enfants	150	20	3	
		05 Mosquées	Fidèles	750	10	7,5	
	Autres équipements (commerces et services)						547

Tableau II.18. Récapitulation des besoins en eau potables de la commune de BOURKIKA à l'horizon d'étude (2040) :

Catégorie des besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestique	5993.7
Scolaire	200.48
Administratif	3.675
Sanitaires	324
Socioculturels	42.5
Autres équipements (commerces et services)	547
Total	7111.355

II.4.2. Détermination des débits de consommation :

En appliquant les mêmes procédés et les mêmes formules présentées auparavant on a trouvé les résultats de calculs des débits présentés dans le tableau ci-après avec :

II.4.2.1. Variation de la consommation journalière :

Tableau II.19 : Détermination de la consommation maximale journalière et la consommation minimale journalière (2040).

Paramètres	Q _{moy, j} (m ³ /j)	K _{max, j}	Q _{max j} (m ³ /j)	Q _{moy, j} (m ³ /j)	K _{min, j}	Q _{min, j} (m ³ /j)
Zone d'étude	7111.355	1.3	9244.742	7111.355	0.7	4977.949

II.4.2.2. Variation de la consommation horaire :

Consommation moyen horaire (Q_{moy, h}) :

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{max j}} / 24 \dots\dots\dots(\text{II.9})$$

Avec :

Q_{moy h} : Débit moyen horaire en m³/h

Q_{max j} : Débit maximum journalière en m³/j "

$$Q_{\text{moy h}} = 9244.742 / 24$$

$$Q_{\text{moy h}} = 385.198 \text{ m}^3/\text{h}$$

Consommation maximum horaire ($Q_{\max, h}$) :

Puisque on a un nombre d'habitants égale à **39959** habitants alors : $\beta_{\max} = 1.14$

D'où la valeur de $K_{\max, h}$ sera : $K_{\max, h} = 1.14 \times 1.3 \Rightarrow K_{\max, h} = 1.48$

Consommation minimale horaire ($Q_{\min, h}$) :

Puisque on a un nombre d'habitants égale à **39959** habitants alors : $\beta_{\min} = 0.61$

D'où la valeur de $K_{\min, h}$ sera : $K_{\min, h} = 0.5 \times 0.61 \Rightarrow K_{\min, h} = 0.31$

Tableau II.20: Détermination de la consommation maximale horaire et la consommation minimale horaire (2040) :

Paramètres	$Q_{\text{moy, h}}$ (m^3/h)	$K_{\text{max, h}}$	$Q_{\text{max h}}$ (m^3/h)	$Q_{\text{moy, h}}$ (m^3/h)	$K_{\text{min, h}}$	$Q_{\text{min, h}}$ (m^3/h)
Zone d'étude	385.198	1.48	570.093	385.198	0.31	119.411

II.4.3. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Comme mentionné plus haut, le nombre d'habitants de la ville de l'année 2040. D'après l'annexe I, on a choisi pour notre cas la répartition de **10001** à **50000** habitants.

Tableau II.21: Variation des débits horaires pour l'horizon (2040).

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j} = 9244,742 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1,5	138,671	1,5	138,671
01-02	1,5	138,671	3	277,342
02-03	1,5	138,671	4,5	416,013
03-04	1,5	138,671	6	554,685
04-05	2,5	231,119	8,5	785,803
05-06	3,5	323,566	12	1109,369
06-07	4,5	416,013	16,5	1525,382
07-08	5,5	508,461	22	2033,843
08-09	6,25	577,796	28,25	2611,640
09-10	6,25	577,796	34,5	3189,436
10-11	6,25	577,796	40,75	3767,232
11-12	6,25	577,796	47	4345,029
12-13	5	462,237	52	4807,266
13-14	5	462,237	57	5269,503
14-15	5,5	508,461	62,5	5777,964
15-16	6	554,685	68,5	6332,648
16-17	6	554,685	74,5	6887,333
17-18	5,5	508,461	80	7395,794
18-19	5	462,237	85	7858,031
19-20	4,5	416,013	89,5	8274,044
20-21	4	369,790	93,5	8643,834
21-22	3	277,342	96,5	8921,176
22-23	2	184,895	98,5	9106,071
23-24	1,5	138,671	100	9244,742

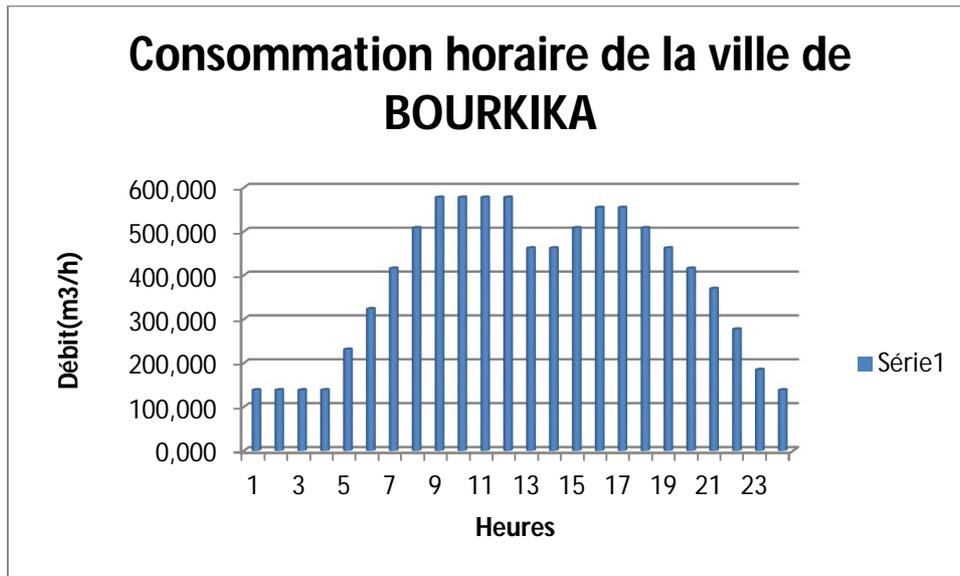


Figure II.3 :L’histogramme de consommation actuelle (2040).

À partir du tableau et de graphique de consommation on a trouvé que la période de pointe est entre 08h et 12h avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{\max,h} = 577.796 \text{ m}^3/\text{h} = 160.499 \text{ l/s}$$

Aussi le débit minimum horaire est égal :

$$Q_{\min,h} = 138.671 \text{ m}^3/\text{h} = 38.520 \text{ l/s}$$

II.5. Adéquation besoins –ressource :

II.5.1. Bilan besoins-ressource

L’établissement des équilibres Besoins / Ressources permet de contrôler l’adéquation entre les besoins maximum d’une part, et les capacités de mobilisation des ressources d’autre part, et permettra ainsi de définir les actions à mettre en place. il s’agit donc de faire un bilan entre les besoins et les ressources.

Le tableau suivant représente le bilan besoins-ressource pour la ville de BOURKIKA :

Tableau II.22: Bilan besoins-ressource pour la ville de BOURKIKA :

Besoins	Horizons		
	2016	2025	2040
Total des besoins max journalier (m3/j)	5959.363	7197.366	9244.742
Capacité des Forages (m3/j)	9936	9936	9936
Bilan (m3/j)	3976.637	2738.634	691.258
Observation	Excédant	Excédant	Excédant

On remarque qu'à partir des ressources souterraines, les besoins de la ville sont satisfaits à court terme, à moyen terme et à long terme.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons estimé les besoins en eau potable pour la ville de BOURKIKI à l'état actuel 2016 qui sont de **103.691 l/s** et à l'horizon 2025 qui sont de **124.95 l/s** et enfin à l'horizon 2040 qui sont de **160.499 l/s**.

Les ressources en eau disponible sont suffisantes pour satisfaire les besoins en eau de la ville de BOURKIKI. D'après le bilan ressource besoin, on aura un excédant pour les trois horizons.

CHAPITRE III

ETUDE DE RESERVOIR

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés, nécessitant une étude technique pour leur dimensionnement.

III.1.Définition :

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

Dans un système de distribution, les réservoirs remplissent principalement trois fonctions :

- assurer une réserve tampon pour compenser les écarts entre la production et la consommation,
- maintenir la pression dans le réseau,
- constituer une réserve en cas d'incidents,
- et, dans certains, cas, assurer la défense incendie.

La conception des réservoirs doit permettre de répondre à ces fonctions essentielles, en particulier, dans la détermination des côtes altimétriques et du volume.

Mais, afin d'éviter les risques importants de dégradation de la qualité de l'eau dans ces ouvrages, certaines règles de conception doivent être prises en compte dès l'origine du projet.

III.2.Dispositions constructives des ouvrages de rétention d'eau :**III.2.1.Renouvellement de l'eau :**

Temps de séjour comme dans les autres parties du réseau, le renouvellement de l'eau dans les réservoirs est une condition nécessaire à la préservation de la qualité de l'eau.

Le temps de séjour dépend directement des volumes de stockage.

Ces volumes permettent d'assurer une sécurité d'approvisionnement suffisante sans pour autant exagérer le temps de séjour de l'eau dans l'ouvrage. De façon plus générale, on considère que le volume de stockage doit être renouvelé dans un intervalle de 1 à 3 jours.

Selon les données allemandes, des temps de séjour atteignant 5 à 7 jours sont possibles, sans altérer la qualité de l'eau.

III.2.2.Brassage de l'eau :

La forme des réservoirs ainsi que les dispositifs de remplissage et de vidange doivent permettre une circulation suffisante de l'eau pour éviter la formation de zones d'eau stagnante et donc empêcher la prolifération des germes.

III.2.3.Réserve incendie :

Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve incendie. Le volume pris en compte est généralement de 120 m³.

III.2.4.Choix des matériaux :

On s'attachera à utiliser des matériaux adéquats en apportant un soin particulier au choix des joints et des enduits.

Le béton précontraint apparent constitue une solution intéressante s'il est réalisé avec soin.

La nature du revêtement constitue un problème majeur, en particulier sa résistance et sa compatibilité avec les caractéristiques de l'eau et des solutions désinfectantes utilisées.

III.2.5.Etanchéité de l'ouvrage et équipements divers :

L'étanchéité des ouvrages de stockage est indispensable, à la fois pour la tenue mécanique de l'ouvrage et, pour préserver la qualité de l'eau.

L'attention se portera sur toutes les parties de l'ouvrage :

- murs, terrasse, radier.
- capots et accès divers.

Il faut noter que la mauvaise étanchéité de la partie supérieure du réservoir est souvent la cause d'apport d'eaux de ruissellement parasites.

III.2.6.Isolation thermique :

Les variations importantes de la température (journalières ou saisonnières) peuvent favoriser la dégradation de la qualité de l'eau en particulier le développement d'algues et de mousse, mais aussi accélérer les fissurations ou l'éclatement du béton.

A ce sujet, les réservoirs enterrés sont thermiquement bien isolés et permettent de conserver quasi-constante la température de l'eau.

III.2.7. Protection des entrées d'air :

Le renouvellement de l'air dans les réservoirs est indispensable. Il faut cependant protéger les entrées d'air contre la pénétration des poussières, des insectes voire de petits animaux.

III.2.8. Limitation de l'éclairage naturel :

La lumière favorise la croissance des algues dans l'eau, l'éclairage naturel permanent à l'intérieur du réservoir est donc à proscrire. L'ouvrage sera par contre équipé d'un éclairage artificiel permettant son exploitation et son entretien en toute sécurité. Il pourra s'agir d'un équipement mobile ou à poste fixe.

III.3. Emplacement des réservoirs (1)

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression.

III.4. Calcul de la capacité totale nécessaire pour la ville de BOURKIKI.

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. Cette capacité doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

III.5.Principe de calcul

Pour estimer la capacité du réservoir nous devons procéder :

- Soit à la méthode graphique, qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.
- Soit à la méthode analytique, qui tient compte du débit d'apport et débit de départ.
Dans ce projet on va utiliser la méthode analytique

➤ **La méthode analytique :**

Soit Q le débit moyen de distribution réparti sur 20 heures. (Voir tableau III.1)

Tableau III.1: Détermination de la capacité du réservoir en fonction du débit moyen uniformément réparti

Heures	Distribution	Apport	Cumul de consommation	Cumul d'apport	Différence Apport-Consommation
0-1	1,5	0	1,5	0	-1,5
1-2	1,5	0	3	0	-3
2-3	1,5	0	4,5	0	-4,5
3-4	1,5	0	6	0	-6
4-5	2,5	5	8,5	5	-3,5
5-6	3,5	5	12	10	-2
6-7	4,5	5	16,5	15	-1,5
7-8	5,5	5	22	20	-2
8-9	6,25	5	28,25	25	-3,25
9-10	6,25	5	34,5	30	-4,5
10-11	6,25	5	40,75	35	-5,75
11-12	6,25	5	47	40	-7
12-13	5	5	52	45	-7
13-14	5	5	57	50	-7
14-15	5,5	5	62,5	55	-7,5
15-16	6	5	68,5	60	-8,5
16-17	6	5	74,5	65	-9,5
17-18	5,5	5	80	70	-10
18-19	5	5	85	75	-10
19-20	4,5	5	89,5	80	-9,5
20-21	4	5	93,5	85	-8,5
21-22	3	5	96,5	90	-6,5
22-23	2	5	98,5	95	-3,5
23-24	1,5	5	100	100	0

Le volume total déduit sera :

$$V_t = |V_+| + |V_-| + V_{\text{incendie}}$$

$$V_t = 10 * Q_{\text{moy.h}} + 120$$

- **Le volume utile pour l'état actuel (2016) :**

$$Q_{\text{moy.h}} = 248.31 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_t = 10 * 248.31 + 120$$

$$V_t = 2603.1 \text{ m}^3.$$

- **Le volume utile pour l'horizon (2025) :**

$$Q_{\text{moy.h}} = 299.89 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_t = 10 * 299.89 + 120$$

$$V_t = 3118.9 \text{ m}^3.$$

- **Le volume utile pour l'horizon (2040) :**

$$Q_{\text{moy.h}} = 385.198 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_t = 10 * 385.198 + 120$$

$$V_t = 3971.98 \text{ m}^3.$$

III.6 : Bilan de stockage

On a établi un bilan entre la capacité du stockage en eau potable disponible dans la ville de BOURKIKI et celle du stockage nécessaire à court terme et à long terme, on a trouvé comme le montre le tableau II.2.

Tableau II.2: Bilan du stockage.

Année	Stockage nécessaire (m ³)	Stockage disponible (m ³)	Déficit (m ³)	Surplus (m ³)
2016	2603.10	1000	1603.10	-
2025	3118.90		2118.90	-
2045	3971.98		2971.98	-

La capacité de stockage actuel (1000m³) ne sera pas suffisante à court terme, moyen et long terme en matière de besoins pour accueillir les besoins en eaux de la ville de BOURKIKI. Pour y remédier il faut prévoir la construction de nouveaux réservoirs de capacité de 3000 m³ de type circulaire.

III.7.Dimensionnement du réservoir projeté (3000m3)

On prend une hauteur d'eau de 5m et on garde un espace d'air d'une hauteur de 1m, on obtient la hauteur totale du réservoir **H= 6m**

$$V_t = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot H \quad \text{donc : } D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_t}{\pi \cdot H}}$$

$$D = 25,24 \text{ m.}$$

Tableau II.3. Caractéristiques principales du réservoir projeté R(3000 m3):

N°	COTES (M)	CAPACITE (M3)
R3000	CTP=167 Radier=163	3000

Conclusion :

La détermination de la capacité nécessaire de stockage nous a permis de vérifier s'il y a intérêt de projeter d'autres réservoirs, dans notre calcul on a trouvé des volumes plus grands que le volume du réservoir existant. C'est pour cela que nous avons projeté un autre réservoir circulaire de capacité de 3000 m3 de type circulaire.

CHAPITRE IV

DIAGNOSTIC PHYSIQUE DU RESEAU ACTUEL

Introduction

Dans ce chapitre on va présenter les divers constats que nous avons faits lors de notre diagnostic physique du système de distribution de la zone d'étude.

IV.1. Diagnostic des forages

Les forages visités dans la région de BOURKIKA sont de l'ordre de cinq (05). Ils sont implantés dans le champ captant de la Mitidja. Ils sont situés au Nord Est du chef-lieu de commune de BOURKIKA.

IV.1.1. Forage F1 HENNI

Tous les équipements du forage F1 HENNI et leurs états sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1 : Equipements du forage f1 HENNI et leurs états.

Nom forage	Equipements	Etat
F1 HENNI	1 vanne diam 100 PN 16	Bon
	1 compteur diam 100 PN 16	Bon
	1 clapet diam 100 PN 16	Bon
	1 ventouse	Bon
	1 manomètre	-

Les remarques qu'on peut tirer sont :

- Le forage alimente le hameau Henni.
- Les vannes et les conduites sont dans un bon état.
- Porte métallique en bon état.
- Pas de clôture.
- Armoire électrique en bon état.
- Poste transformateur sur poteau.



Figure IV.1 : Vue du forage F1 HENNI : Ses équipements, son abri et sa vidange.

IV.1.2. Forage F2 KERFA

Tous les équipements du forage F2 KERFA et leurs états sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2 : Equipements du forage f2 KERFA et leurs états.

Nom forage	Equipements	Etat
F2 KERFA	1 vanne diam 100 PN 16	Bon
	1 compteur diam 100 PN 16	Bon
	1 clapet diam 100 PN 16	Bon
	1 ventouse	Bon
	1 manomètre	-

Les remarques qu'on peut tirer sont :

- Les vannes et les conduites sont dans un bon état.
- Béton en bon état.
- Porte métallique en bon état.
- Armoire électrique en bon état.
- Poste transformateur sur poteau.



Figure IV.2 : Vue du forage F2 KERFA : Ses équipements et son abri.

IV.1.3. Forage F3

Tous les équipements du forage F3 et leurs états sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3 : Equipements du forage f3 et leurs états.

Nom forage	Equipements	Etat
F3	1 vanne diam 100 PN 16	Bon
	1 compteur diam 100 PN 16	Bon
	1 clapet diam 100 PN 16	Bon
	1 manomètre	-

Les remarques qu'on peut tirer:

- Les vannes et les conduites sont corrodées.
- Peinture de béton en mauvais état.
- Porte métallique en bon état.
- Pas de clôture.
- Armoire électrique en bon état.
- Poste transformateur sur poteau.

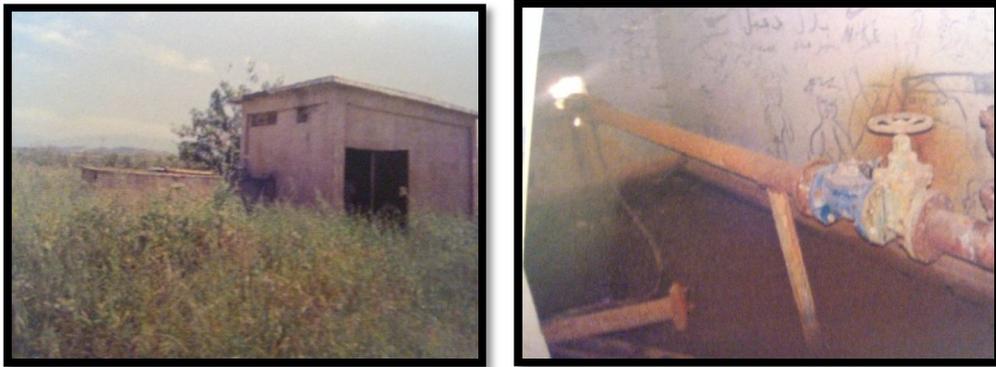


Figure IV.3 : Vue du forage F3 : Ses équipements et son abri.

IV.1.4. Forage F4

Tous les équipements du forage F4 et leurs états sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 : Equipements du forage f4 et leurs états.

Nom forage	Equipements	Etat
F4	1 vanne diam 100 PN 16	Bon
	1 compteur diam 100 PN 16	Bon
	1 clapet diam 100 PN 16	Bon
	1 manomètre	-

Constats du diagnostic :

- Les vannes et les conduites sont corrodées.
- Fuite sur la ventouse qui se trouve à l'extérieur de l'abri.
- Peinture de béton en mauvais état.
- Porte métallique en bon état.
- Présence d'une clôture.
- Armoire électrique en bon état.
- Poste transformateur sur poteau.



Figure IV.4 : Vue du forage F4 : Ses équipements et son abri.

IV.1.5. Forage F5

Tous les équipements du forage F5 et leurs états sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.5 : Equipements du forage f5 et leurs états.

Nom forage	Equipements	Etat
F5	1 vanne diam 100 PN 16	Bon
	1 compteur diam 100 PN 16	Bon
	1 vanne diam 80 PN 16 (vidange)	Bon
	1 clapet diam 100 PN 16	Bon
	1 ventouse	Bon
	1 manomètre	-

a/ Constats du diagnostic

- Les vannes et les conduites sont corrodées.
- Porte métallique en bon état.
- Pas de clôture.
- Armoire électrique en bon état.
- Poste transformateur sur poteau.



Figure IV.5 : Vue du forage F5 : Ses équipements et son abri.

b/ Recommandations sur les forages

- ✓ Entretien des appareils nécessaires à la protection telle que clapet anti-retour, ventouse.
- ✓ Entretien périodiquement les forages pour garder le bon rendement initial.
- ✓ Renouveler le revêtement des accessoires et conduites des forages F3, F4, F5.

IV.2. Diagnostic des conduites de refoulement

Dans cette partie, nous procédons à la critique de chaque conduite de refoulement. Les caractéristiques des différentes conduites sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.6 : Caractéristiques des conduites de refoulements.

Désignation des tronçons	Type de matériau	Diamètre (mm)	Etat de la conduite
F1 HENNI-Conduite d'adduction DN200	PEHD	90	Bon état
F2 KERFA-Conduite d'adduction DN200	PEHD	90	Bon état
F5-Conduite d'adduction DN200	Fonte	100	Bon état
F3-Conduite d'adduction DN200	Acier	150	Mauvais état
F3-Conduite d'adduction DN200	PEHD	150	Bon état

Constats du diagnostic

- La conduite F3-conduite d'adduction est corrodée.
- Les autres conduites sont en bon état.

IV.3. Diagnostic des ouvrages de stockage

Les photos ci-dessous montrent quelques photos sur les équipements de réservoir R1000 de BOURKIKI.



Figure IV.6 : Vue du réservoir R1000 m³ et équipements de la chambre de vannage.



Figure IV.7 : Contrôleur de niveau d'eau de réservoir R1000 BOURKIKI.



Figure IV.8 : Conduite d'arrivée d'eau de réservoir R1000 BOURKIKI en acier.

Le fonctionnement de ce réservoir n'est pas automatique, mais se fait sous surveillance.

Il faut signaler la présence de compteur au départ des distributions.

Le tableau ci-après récapitule les caractéristiques principales du réservoir R1000 m3.

Tableau IV.7 : Caractéristiques principales du réservoir R1000 m3 BOURKIKI.

N°	Coordonnées (UTM)	Cotes (m)	Etat	Capacité	Remarques
R1000	X=452446 Y=4036279	TP=167 Radier=163	En fonction	1000	-Distribution du centre de BOURKIKI.

a/ Constats du diagnostic

- ✓ Absence d'électricité à l'intérieure du réservoir.
- ✓ Les accessoires et les vannes sont corrodés.
- ✓ La chambre de manœuvre en bon état.
- ✓ Conduite d'arrivée en bon état de fonctionnement mais en mauvais état de revêtement.

b/ Recommandations sur les ouvrages de stockage

- ✓ Raccordement électrique de la chambre de manœuvre avec l'éclairage.
- ✓ Renouveler le revêtement des accessoires et conduites.

IV.4. Diagnostic du réseau de distribution

Le réseau de la ville de BOURKIKI est constitué essentiellement en Amiante ciment et quelques conduites en PEHD, PVC.

Les caractéristiques principales des conduites du réseau de distribution de la ville de BOURKIKI sont données sur le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Conduites de réseau de distribution.

Nature du matériau	Longueur (m)
Amiante-ciment	43614
PVC	11148
PEHD	6063
Total conduites	60825

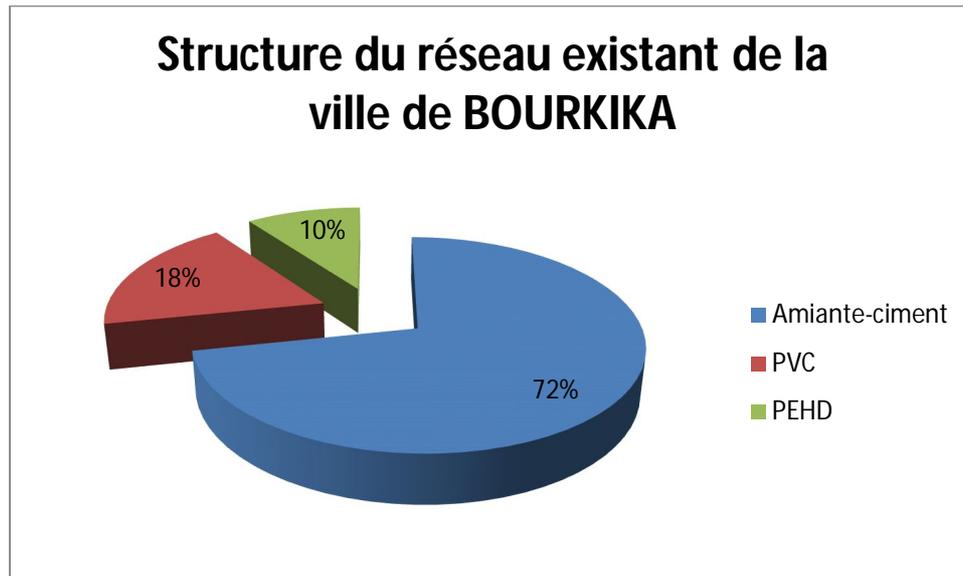


Figure IV.9 .Structure de réseau de distribution existant de la ville de BOURKIKA.

Le réseau de la ville de BOURKIKA est constitué essentiellement en Amiante ciment.

Presque toutes les conduites sont en mauvais état (voir annexe VI).

Conclusion

D'après le diagnostic physique on a remarqué que presque dans tous les forages on a le problème de corrosion des conduites et des vannes. L'adduction par refoulement est en bon état. Le réservoir d'eau doit être entretenu convenablement. Le réseau de distribution présente plusieurs signes qui montrent l'état dégradé des conduites, des différents équipements et accessoires.

CHAPITRE V

SIMULATION HYDRAULIQUE DE RESEAU EXISTANT

Introduction :

Dans ce chapitre nous procédons à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, pour pouvoir vérifier les vitesses et les pressions.

V.1. Type du système de distribution existant:

Dans notre cas le système de distribution existant est de type réservoir de tête, donc la simulation de fonctionnement du réseau de distribution se fera pour les cas les plus usuels qui sont (le cas de pointe et pointe plus incendie).

V.2. Détermination des débits du réseau:**V.2.1. Débit en route :**

Il est défini comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la formule suivante :

$$\Sigma Q_r = Q_{\text{cons}} - \Sigma Q_{\text{conc}} \text{ en [l/s]} \dots \dots \dots (\text{V.1})$$

Avec :

ΣQ_r : débit route global.

Q_{cons} : débit de consommation.

ΣQ_{conc} : Somme des débits concentrés.

V.2.2. Débit spécifique :

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service en route.

$$Q_{\text{spi}} = \Sigma Q_r / \Sigma L_i \dots \dots \text{en [l/s / m]} \dots \dots \dots (\text{V.2})$$

Avec :

Q_{spi} = débit spécifique (l/s/m)

ΣL_i = somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre (m).

Les résultats donnés par les deux formules précédentes sont récapitulés dans le tableau V.1 ci-après :

Tableau V.1 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).

Heure de pointe	Qcons		Qconc (l/s)	Qroute (l/s)	ΣL_i (m)	Qspi (l/s/m)
	m ³ /h	l/s				
	373.289	103.691	0	103.691	60825	0.001705

V.2.3. Les débits aux nœuds (nodaux) :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \Sigma q_{ri} + \Sigma Q_{conc} \quad (l/s) \dots \dots \dots (V.3)$$

Avec :

Q_{ni} : débit au nœud,

ΣQ_{conc} : somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.

Σq_{ri} : somme des débits en route des tronçons reliant deux nœuds.

Remarque :

On note qu'on n'a pas des industries dans notre zone d'étude.

a. cas de pointe :

Tableau V.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q_r (l/s)	$0,5\sum Q_r$ (l/s)	Q_n (l/s)
1	1-9	700	1,1926361	1,39925059	1,39925059
	1-2	942	1,60586508		
2	2-1	942	1,6063765	1,40990522	1,40990522
	2-7	197	0,33583378		
	2-12	515	0,87760015		
3	3-4	486	0,82850364	0,54466443	0,54466443
	3-5	153	0,26082522		
4	4-3	486	0,82850364	0,41425182	0,41425182
5	5-6	482	0,82168468	0,67763415	0,67763415
	5-3	153	0,26082522		
	5-7	160	0,2727584		
6	6-5	482	0,82168468	0,41084234	0,41084234
7	7-8	479	0,81657046	0,71258132	0,71258132
	7-5	160	0,2727584		
	7-2	197	0,33583378		
8	8-7	479	0,81657046	0,40828523	0,40828523
9	9-10	476	0,81213814	0,97349178	0,97349178
	9-21	666	1,13484542		
10	10-9	476	0,81213814	0,58634532	0,58634532
	10-11	212	0,36055251		
11	11-10	212	0,36055251	0,6068022	0,6068022
	11-12	500	0,8530519		
12	12-2	515	0,87760015	1,32535011	1,32535011
	12-11	500	0,8530519		
	12-31	540	0,92004818		
13	13-14	518	0,88305532	0,5455168	0,5455168
	13-15	122	0,20797828		
14	14-13	518	0,88305532	0,44152766	0,44152766
15	15-16	478	0,81520667	0,61899109	0,61899109
	15-13	122	0,20797828		
	15-17	126	0,21479724		
16	16-15	478	0,81520667	0,40760333	0,40760333
17	17-18	486	0,82799222	0,62964572	0,62964572
	17-10	127	0,21650198		
	17-15	126	0,21479724		
18	18-17	486	0,82799222	0,41399611	0,41399611
19	19-20	387	0,65973438	0,32986719	0,32986719
20	20-19	387	0,65973438	0,4432324	0,4432324
	20-22	133	0,22673042		

Tableau V.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q_r (l/s)	$0,5\sum Q_r$ (l/s)	Q_n (l/s)
21	21-22	460	0,78452135	0,83438499	0,83438499
	21-33	519	0,88424864		
22	22-31	497	0,84742625	1,97417416	1,97417416
	22-42	562	0,95789341		
	22-20	133	0,22673042		
	22-21	460	0,78452135		
	22-10	664	1,13177689		
23	23-24	392	0,66893998	0,33446999	0,33446999
24	24-23	244	0,41595656	0,24036834	0,24036834
	24-29	38	0,06478012		
25	25-26	321	0,54722154	0,27361077	0,27361077
26	26-25	321	0,54722154	0,37674754	0,37674754
	26-28	121	0,20627354		
27	27-28	306	0,52113902	0,26056951	0,26056951
28	28-27	306	0,52113902	0,46684305	0,46684305
	28-26	121	0,20627354		
	28-30	121	0,20627354		
29	29-30	309	0,52676466	0,29577239	0,29577239
	29-24	38	0,06478012		
30	30-29	309	0,52676466	0,47391772	0,47391772
	30-28	121	0,20627354		
	30-31	126	0,21479724		
31	31-12	540	0,92004818	1,47136109	1,47136109
	31-30	126	0,21479724		
	31-22	497	0,84742625		
	31-43	563	0,96045052		
32	32-33	540	0,92004818	1,07986755	1,07986755
	32-47	727	1,23968693		
33	33-32	540	0,92004818	1,93982365	1,93982365
	33-21	519	0,88424864		
	33-42	482	0,82185515		
	33-48	735	1,25349532		
34	34-35	420	0,7159908	0,3579954	0,3579954
35	35-34	420	0,7159908	0,48244142	0,48244142
	35-37	146	0,24889204		
36	36-37	422	0,71940028	0,35970014	0,35970014
37	37-36	414	0,70525094	0,63646468	0,63646468
	37-35	146	0,24889204		
	37-42	187	0,31878638		

Tableau V.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q _r (l/s)	0,5∑Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
38	38-39	467	0,79628405	0,39814203	0,39814203
39	39-38	467	0,79628405	0,52258805	0,52258805
	39-41	146	0,24889204		
40	40-41	492	0,83873208	0,41936604	0,41936604
41	41-40	492	0,83873208	0,70405762	0,70405762
	41-39	146	0,24889204		
	41-43	188	0,32049112		
42	42-33	482	0,82185515	2,10330821	2,10330821
	42-37	187	0,31878638		
	42-22	562	0,95789341		
	42-43	513	0,8740202		
	42-51	724	1,23406129		
43	43-31	563	0,96045052	2,50869538	2,50869538
	43-41	188	0,32049112		
	43-42	513	0,8740202		
	43-52	734	1,25093821		
	43-44	945	1,61149072		
44	44-45	453	0,77275864	1,81426955	1,81426955
	44-53	730	1,24428973		
	44-43	945	1,61149072		
45	45-46	540	0,9205596	0,84665912	0,84665912
	45-44	453	0,77275864		
46	46-45	540	0,9205596	1,0716848	1,0716848
	46-57	717	1,22281		
47	47-32	727	1,23968693	1,74931895	1,74931895
	47-48	531	0,90572836		
	47-64	794	1,35322261		
48	48-33	735	1,25349532	2,00673469	2,00673469
	48-49	74	0,12615076		
	48-47	531	0,90572836		
	48-51	461	0,78503277		
	48-58	553	0,94306217		
49	49-50	552	0,9415279	0,53383933	0,53383933
	49-48	74	0,12615076		
50	50-49	552	0,9415279	0,47076395	0,47076395
51	51-42	724	1,23406129	1,42226458	1,42226458
	51-48	461	0,78503277		
	51-52	484	0,82543511		

Tableau V.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q _r (l/s)	0,5∑Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
52	52-51	484	0,82543511	2,3106046	2,3106046
	52-43	734	1,25093821		
	52-53	962	1,64064178		
	52-62	530	0,9041941		
53	53-52	962	1,64064178	2,23337987	2,23337987
	53-44	730	1,24428973		
	53-55	469	0,79935259		
	53-54	459	0,78247566		
54	54-53	459	0,78247566	0,39123783	0,39123783
55	55-53	469	0,79935259	1,50588208	1,50588208
	55-57	521	0,88885144		
	55-56	776	1,32356014		
56	56-55	776	1,32356014	0,66178007	0,66178007
57	57-55	521	0,88885144	1,74164762	1,74164762
	57-46	717	1,22281		
	57-78	805	1,3716338		
58	58-59	428	0,72928777	1,20235312	1,20235312
	58-48	553	0,94306217		
	58-65	430	0,7323563		
59	59-58	428	0,72928777	0,7996083	0,7996083
	59-62	510	0,86992882		
60	61-61	323	0,55063102	0,27531551	0,27531551
61	61-60	323	0,55063102	0,32816245	0,32816245
	61-66	62	0,10569388		
62	62-59	510	0,86992882	2,07688474	2,07688474
	62-52	530	0,9041941		
	62-63	965	1,64473315		
	62-67	431	0,73491341		
63	63-62	965	1,64473315	1,19314753	1,19314753
	63-68	435	0,7415619		
64	64-47	794	1,35322261	1,75289891	1,75289891
	64-65	715	1,21871863		
	64-70	548	0,93385657		
65	65-64	715	1,21871863	1,65138164	1,65138164
	65-58	430	0,7323563		
	65-66	423	0,7205936		
	65-71	370	0,63109475		
66	66-65	423	0,7205936	1,15751846	1,15751846
	66-61	62	0,10569388		
	66-67	518	0,88271437		
	66-72	356	0,60603507		

Tableau V.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q _r (l/s)	0,5∑Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
67	67-66	518	0,88271437	2,10552437	2,10552437
	67-62	431	0,73491341		
	67-68	972	1,65700728		
	67-73	549	0,93641368		
68	68-67	972	1,65700728	1,4994893	1,4994893
	68-63	435	0,7415619		
	68-77	352	0,60040943		
69	69-70	519	0,88527148	0,74744325	0,74744325
	69-80	358	0,60961502		
70	70-69	519	0,88527148	1,35782541	1,35782541
	70-64	548	0,93385657		
	70-71	526	0,89652277		
71	71-70	526	0,89652277	1,50664921	1,50664921
	71-65	370	0,63109475		
	71-72	413	0,70422809		
	71-83	458	0,78145282		
72	72-71	413	0,70422809	1,47647531	1,47647531
	72-66	356	0,60603507		
	72-73	521	0,88834001		
	72-84	443	0,75434745		
73	73-72	521	0,88834001	1,28929486	1,28929486
	73-67	549	0,93641368		
	73-85	442	0,75383603		
74	74-75	395	0,6740542	0,3370271	0,3370271
75	75-74	395	0,6740542	0,99573863	0,99573863
	75-76	321	0,54671012		
	75-77	452	0,77071295		
76	76-75	321	0,54671012	0,27335506	0,27335506
77	77-75	452	0,77071295	1,88228867	1,88228867
	77-68	352	0,60040943		
	77-79	945	1,61149072		
	77-86	459	0,78196424		
78	78-57	805	1,3716338	1,14532957	1,14532957
	78-79	539	0,91902533		
79	79-77	945	1,61149072	1,26525803	1,26525803
	79-78	539	0,91902533		
80	80-69	358	0,60961502	0,68965257	0,68965257
	80-81	452	0,76969011		

Tableau V.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q_r (l/s)	$0,5\sum Q_r$ (l/s)	Q_n (l/s)
81	81-80	452	0,76969011	0,7251964	0,7251964
	81-82	399	0,68070268		
82	82-81	399	0,68070268	0,69348823	0,69348823
	82-89	414	0,70627378		
83	83-71	458	0,78145282	1,16348505	1,16348505
	83-84	450	0,76662158		
	83-101	457	0,77889571		
84	84-72	443	0,75434745	1,2133487	1,2133487
	84-83	450	0,76662158		
	84-85	531	0,90572836		
85	85-84	531	0,90572836	2,0991316	2,0991316
	85-73	442	0,75383603		
	85-86	956	1,62939049		
	85-94	533	0,90930832		
86	86-85	956	1,62939049	1,44689808	1,44689808
	86-87	283	0,48244142		
	86-77	459	0,78196424		
87	87-88	493	0,84077777	0,66160959	0,66160959
	87-86	283	0,48244142		
88	88-87	493	0,84077777	0,42038888	0,42038888
89	89-82	414	0,70627378	0,89396566	0,89396566
	89-97	635	1,08165753		
90	90-91	520	0,8857829	0,44289145	0,44289145
91	91-90	520	0,8857829	0,63723181	0,63723181
	91-93	228	0,38868072		
92	92-93	482	0,82134373	0,41067187	0,41067187
93	93-92	482	0,82134373	1,07978232	1,07978232
	93-99	557	0,94954018		
	93-91	228	0,38868072		
94	94-85	533	0,90930832	1,90325697	1,90325697
	94-95	948	1,61609352		
	94-99	752	1,28111211		
95	95-94	948	1,61609352	1,43914151	1,43914151
	95-100	740	1,2621895		
96	96-97	603	1,02775365	0,51387683	0,51387683
97	97-96	603	1,02775365	1,4710031	1,4710031
	97-89	635	1,08165753		
	97-98	488	0,83259502		

Tableau V.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q_r (l/s)	$0,5\sum Q_r$ (l/s)	Q_n (l/s)
98	98-97	488	0,83259502	1,93547656	1,93547656
	98-101	793	1,35219977		
	98-99	989	1,68615833		
99	99-98	989	1,68615833	2,77156629	2,77156629
	99-93	557	0,94954018		
	99-94	752	1,28111211		
	99-100	954	1,62632196		
100	100-99	954	1,62632196	1,44425573	1,44425573
	100-95	740	1,2621895		
101	101-98	793	1,35219977	1,33787995	1,33787995
	101-102	320	0,54466443		
	101-83	457	0,77889571		
102	102-101	320	0,54466443	0,27233222	0,27233222

b. cas de pointe plus incendie :

Ce cas est homologue au cas de pointe mais seulement, mise à part le nœud **99** considéré comme le plus défavorable où l'on doit assurer un débit supplémentaire d'incendie (17 l/s) donné par le réservoir.

Tableau V.3 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe+ incendie) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q_r (l/s)	$0,5\sum Q_r$ (l/s)	Q_{conc} (l/s)	Q_n (l/s)
99	99-98	989	1,6861583	2,7715663	17	19,771566
	99-93	557	0,9495402			
	99-94	752	1,2811121			
	99-100	954	1,626322			

V.3. Calcul des paramètres hydraulique :

Le calcul des paramètres hydraulique et les pressions sont établis par un Logiciel (EPANET).

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Il calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en

substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

V.4. Capacités pour la Modélisation Hydraulique :

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

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

NB : pour le calcul de perte de charge, nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbach.

Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes des pressions et des vitesses, Après avoir introduit les diamètres dans logiciel 'EPANET, les paramètres hydrauliques sont calculés selon les 2 cas (pointe et pointe + incendie).

Les conduites doivent assurer la distribution des débits avec une vitesse admissible entre 0,3 et 1,5 m/s voir jusqu'à 2 m/s.

La pression qui règne au niveau des nœuds est comprise entre 10 et 50 m.c.e (1 à 5 bars).

V.5. Fichiers des résultats de la simulation :

a/ cas de pointe :

Tableau V.4: Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe) :

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
1-2	942	150	2,76	40,26
1-9	700	300	0,67	1,25
2-12	515	150	2,78	40,65
4-3	486	63	0,13	0,48
5-6	482	63	0,13	0,48
7-8	479	63	0,13	0,47
9-10	476	63	0,3	2,05
10-11	212	90	1,38	21,66
11-12	500	90	1,47	24,58
12-31	540	150	2,17	25,55
13-14	518	63	0,14	0,54
15-16	478	63	0,13	0,47
17-18	486	63	0,13	0,48
19-20	387	63	0,11	0,33
21-22	460	63	0,23	1,32
9-21	666	250	0,97	3,04

Tableau V.4: Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe) :

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
22-31	497	63	0,84	13,47
10-22	664	90	0,66	5,44
23-24	244	90	0,05	0,06
25-26	321	63	0,09	0,24
27-28	306	63	0,08	0,22
29-30	309	63	0,28	1,8
31-43	563	150	1,79	17,7
32-33	540	100	0,66	4,61
32-47	727	100	0,52	3,02
21-33	519	200	1,46	8,56
34-35	420	63	0,11	0,38
36-37	422	63	0,12	0,38
38-39	467	63	0,13	0,45
40-41	492	63	0,13	0,49
22-42	562	90	0,75	7,01
42-43	513	110	0,35	1,3
33-42	482	150	0,16	0,22
43-44	945	150	0,96	5,58
44-45	453	200	0,41	0,82
45-46	540	200	0,38	0,73
46-57	717	150	0,62	2,48
47-48	531	100	0,33	1,3
33-48	735	200	1,14	5,43
48-51	461	100	0,25	0,78
49-50	323	110	0,05	0,04
42-51	724	110	0,74	4,87
51-52	484	100	0,47	2,46
52-43	734	100	0,85	7,34
52-53	963	100	0,23	0,71
44-53	730	100	0,3	1,1
53-55	469	63	0,5	4,75
53-54	459	100	0,05	0,05
55-57	521	63	0,2	0,94
58-56	776	63	0,21	1,06
47-64	794	100	0,63	4,21
64-65	715	150	0,01	0
48-58	553	200	1,03	4,46
58-65	430	200	0,92	3,64

Tableau V.4: Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe) :

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
65-66	423	100	0,48	2,61
66-67	518	100	0,19	0,48
60-61	323	63	0,09	0,24
62-67	431	100	0,49	2,65
59-62	510	80	0,27	1,19
58-59	428	80	0,43	2,73
62-52	530	100	0,79	6,43
62-63	945	80	0,33	1,75
63-68	435	80	0,09	0,19
67-68	972	100	0,21	0,61
68-77	352	100	0,08	0,12
69-70	519	100	0,41	1,94
70-71	526	100	0,16	0,38
71-72	413	150	0,41	1,19
72-73	521	150	0,23	0,42
64-70	548	100	0,42	2,02
65-71	370	200	0,74	2,46
65-72	356	63	0,18	0,84
67-73	549	100	0,19	0,5
74-75	395	150	0,02	0
76-75	321	80	0,05	0,08
75-77	452	150	0,09	0,08
77-79	945	150	0,35	0,87
78-79	539	150	0,42	1,22
57-78	805	150	0,48	1,59
69-80	358	100	0,31	1,21
80-81	452	63	0,57	6,09
81-82	399	100	0,13	0,27
82-89	414	90	0,06	0,07
71-83	458	150	0,75	3,56
83-101	457	150	0,64	2,62
101-98	793	150	0,55	1,98
97-98	488	150	0,14	0,18
96-97	603	100	0,07	0,08
89-97	635	100	0,07	0,08
101-102	320	110	0,03	0,01
90-91	520	80	0,09	0,17
92-93	482	80	0,08	0,15

Tableau V.4: Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe) :

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
72-84	443	80	0,46	3,14
83-84	450	80	0,18	0,57
84-85	531	110	0,21	0,51
73-85	442	100	0,55	3,27
85-86	956	100	0,1	0,16
77-86	459	100	0,42	2,03
87-88	493	80	0,08	0,16
85-94	533	100	0,63	4,22
94-99	752	100	0,25	0,83
98-99	989	150	0,29	0,65
99-100	954	150	0,1	0,1
100-95	740	150	0,02	0,01
94-95	948	80	0,21	0,77
2-R	2092	555,2	0,42	0,25
3-5	153	63	0,31	2,14
5-7	160	63	0,66	8,5
7-2	197	63	1,02	19,08
13-15	122	63	0,32	2,14
15-17	126	63	0,65	8,25
17-10	127	63	0,98	17,85
20-22	133	63	0,25	1,45
26-28	121	63	0,21	1,07
28-30	121	63	0,44	4,12
30-31	126	63	0,87	14,38
29-24	38	90	0,09	0,16
35-37	146	63	0,27	1,69
37-42	187	63	0,59	6,94
39-41	146	63	0,3	1,93
41-43	188	63	0,66	8,05
49-48	74	110	0,11	0,16
61-66	62	63	0,19	0,92
87-86	283	80	0,22	0,82
91-93	228	80	0,21	0,81
93-99	557	80	0,51	3,82

Tableau V.5: résultat au niveau des nœuds (cas de pointe) .

Noeuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression (m)
Noeud 1	107	1,4	126,55	19,55
Noeud 2	107	1,41	164,47	57,47
Noeud 3	106	0,55	159,03	53,03
Noeud 4	106	0,41	158,79	52,79
Noeud 5	107	0,68	159,35	52,35
Noeud 6	107	0,41	159,12	52,12
Noeud 7	106	0,71	160,71	54,71
Noeud 8	106	0,41	160,49	54,49
Noeud 9	106	0,97	125,68	19,68
Noeud 10	105	0,59	126,66	21,66
Noeud 11	105	0,61	131,25	26,25
Noeud 12	104	1,33	143,54	39,54
Noeud 13	103	0,55	123,09	20,09
Noeud 14	103	0,44	122,81	19,81
Noeud 15	102	0,62	123,35	21,35
Noeud 16	102	0,41	123,12	21,12
Noeud 17	104	0,63	124,39	20,39
Noeud 18	104	0,41	124,15	20,15
Noeud 19	103	0,33	122,73	19,73
Noeud 20	103	0,44	122,85	19,85
Noeud 21	101	0,83	123,66	22,66
Noeud 22	104	1,97	123,05	19,05
Noeud 23	105	0,33	127,35	22,35
Noeud 24	105	0,24	127,37	22,37
Noeud 25	104	0,27	127,23	23,23
Noeud 26	104	0,38	127,3	23,3
Noeud 27	102	0,26	127,36	25,36
Noeud 28	102	0,47	127,43	25,43
Noeud 29	101	0,3	127,37	26,37
Noeud 30	101	0,47	127,93	26,93
Noeud 31	102	1,47	129,74	27,74
Noeud 32	101	1,08	116,72	15,72
Noeud 33	101	1,94	119,21	18,21
Noeud 34	101	0,36	117,4	16,4
Noeud 35	102	0,48	117,56	15,56
Noeud 36	100	0,36	117,65	17,65
Noeud 37	101	0,64	117,81	16,81
Noeud 38	102	0,4	117,77	15,77
Noeud 39	100	0,52	117,98	17,98
Noeud 40	101	0,42	118,02	17,02

Tableau V.5: résultat au niveau des nœuds (cas de pointe) .

Noeuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression (m)
Noeud 41	100	0,7	118,26	18,26
Noeud 42	103	2,1	119,11	16,11
Noeud 43	102	2,51	119,78	17,78
Noeud 44	98	1,81	114,51	16,51
Noeud 45	99	0,85	114,13	15,13
Noeud 46	99	1,07	113,74	14,74
Noeud 47	101	1,75	114,53	13,53
Noeud 48	101	2,01	115,22	14,22
Noeud 49	100	0,53	115,21	15,21
Noeud 50	100	0,47	115,19	15,19
Noeud 51	100	1,42	115,58	15,58
Noeud 52	101	2,31	114,39	13,39
Noeud 53	98	2,23	113,7	15,7
Noeud 54	99	0,39	113,68	14,68
Noeud 55	96	1,51	111,48	15,48
Noeud 56	97	0,66	110,65	13,65
Noeud 57	95	1,74	111,97	16,97
Noeud 58	101	1,2	112,76	11,76
Noeud 59	97	0,8	111,59	14,59
Noeud 60	99	0,28	109,95	10,95
Noeud 61	100	0,33	110,03	10,03
Noeud 62	99	2,08	110,98	11,98
Noeud 63	100	1,19	109,33	9,33
Noeud 64	103	1,75	111,19	8,19
Noeud 65	100	1,65	111,19	11,19
Noeud 66	100	1,16	110,09	10,09
Noeud 67	99	2,11	109,84	10,84
Noeud 68	100	1,5	109,24	9,24
Noeud 69	101	0,75	109,07	8,07
Noeud 70	102	1,36	110,08	8,08
Noeud 71	100	1,51	110,28	10,28
Noeud 72	98	1,48	109,79	11,79
Noeud 73	98	1,29	109,57	11,57
Noeud 74	97	0,34	109,17	12,17
Noeud 75	97	1	109,17	12,17
Noeud 76	100	0,27	109,14	9,14
Noeud 77	101	1,88	109,2	8,2
Noeud 78	98	1,14	110,69	12,69
Noeud 79	95	1,26	110,03	15,03
Noeud 80	100	0,69	108,64	8,64

Tableau V.5: résultat au niveau des nœuds (cas de pointe) .

Noeuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression (m)
Noeud 81	100	0,73	105,89	5,89
Noeud 82	97	0,69	105,78	8,78
Noeud 83	98	1,16	108,65	10,65
Noeud 84	97	1,21	108,39	11,39
Noeud 85	98	2,1	108,12	10,12
Noeud 86	97	1,45	108,27	11,27
Noeud 87	96	0,66	108,04	12,04
Noeud 88	97	0,42	107,96	10,96
Noeud 89	98	0,89	105,75	7,75
Noeud 90	96	0,44	102,85	6,85
Noeud 91	97	0,64	102,94	5,94
Noeud 92	95	0,41	103,05	8,05
Noeud 93	96	1,08	103,12	7,12
Noeud 94	97	1,9	105,87	8,87
Noeud 95	94	1,44	105,15	11,15
Noeud 96	96	0,51	105,75	9,75
Noeud 97	94	1,47	105,8	11,8
Noeud 98	94	1,93	105,89	11,89
Noeud 99	95	2,77	105,25	10,25
Noeud 100	92	1,44	105,15	13,15
Noeud 101	87	1,34	107,46	20,46
Noeud 102	98	0,27	107,45	9,45
Réservoir R1	163	-102,55	165	2

b/ cas de pointe + incendie :

Tableau V.6: Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe + incendie).

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
1-2	942	150	3,26	55
1-9	700	300	0,79	1,7
2-12	515	150	3,25	54,65
4-3	486	63	0,13	0,48
5-6	482	63	0,13	0,48
7-8	479	63	0,13	0,47
9-10	476	63	0,48	4,7
10-11	212	90	1,62	29,4
11-12	500	90	1,71	32,78
12-31	540	150	2,56	34,68
13-14	518	63	0,14	0,54
15-16	478	63	0,13	0,47
17-18	486	63	0,13	0,48
19-20	387	63	0,11	0,33
21-22	460	63	0,16	0,65
9-21	666	250	1,15	4,23
22-31	497	63	1	18,61
10-22	664	90	0,81	8,06
23-24	244	90	0,05	0,06
25-26	321	63	0,09	0,24
27-28	306	63	0,08	0,22
29-30	309	63	0,28	1,8
31-43	563	150	2,14	24,84
32-33	540	100	0,82	6,76
32-47	727	100	0,68	4,83
21-33	519	200	1,76	12,18
34-35	420	63	0,11	0,38
36-37	422	63	0,12	0,38
38-39	467	63	0,13	0,45
40-41	492	63	0,13	0,49
22-42	562	90	0,95	10,78
42-43	513	110	0,52	2,59
33-42	482	150	0,09	0,08
43-44	945	150	1,14	7,65
44-45	453	200	0,49	1,16
45-46	540	200	0,47	1,05
46-57	717	150	0,77	3,7

Tableau V.6: Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe + incendie).

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
47-48	531	100	0,4	1,87
33-48	735	200	1,44	8,4
48-51	461	100	0,43	2,09
49-50	323	110	0,05	0,04
42-51	724	110	0,91	7,14
51-52	484	100	0,5	2,76
52-43	734	100	1,04	10,66
52-53	963	100	0,2	0,54
44-53	730	100	0,36	1,54
53-55	469	63	0,57	6,06
53-54	459	100	0,05	0,05
55-57	521	63	0,13	0,42
58-56	776	63	0,21	1,06
47-64	794	100	0,86	7,39
64-65	715	150	0,02	0
48-58	553	200	1,36	7,45
58-65	430	200	1,25	6,38
65-66	423	100	0,53	3,05
66-67	518	100	0,14	0,3
60-61	323	63	0,09	0,24
62-67	431	100	0,71	5,25
59-62	510	80	0,28	1,32
58-59	428	80	0,44	2,93
62-52	530	100	1,05	10,72
62-63	945	80	0,4	2,42
63-68	435	80	0,16	0,48
67-68	972	100	0,13	0,24
68-77	352	100	0,04	0,03
69-70	519	100	0,61	4,02
70-71	526	100	0,2	0,52
71-72	413	150	0,49	1,65
72-73	521	150	0,27	0,55
64-70	548	100	0,59	3,76
65-71	370	200	1,07	4,83
65-72	356	63	0,4	3,31
67-73	549	100	0,46	2,38
74-75	395	150	0,02	0
76-75	321	80	0,05	0,08

Tableau V.6: Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe + incendie).

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
75-77	452	150	0,09	0,08
77-79	945	150	0,51	1,76
78-79	539	150	0,58	2,23
57-78	805	150	0,65	2,71
69-80	358	100	0,52	2,96
80-81	452	63	1,08	19,2
81-82	399	100	0,34	1,37
82-89	414	90	0,31	1,31
71-83	458	150	1,24	8,95
83-101	457	150	1,18	8,11
101-98	793	150	1,09	6,99
97-98	488	150	0,05	0,03
96-97	603	100	0,07	0,08
89-97	635	100	0,14	0,27
101-102	320	110	0,03	0,01
90-91	520	80	0,09	0,17
92-93	482	80	0,08	0,15
72-84	443	80	0,75	7,71
83-84	450	80	0,01	0
84-85	531	110	0,27	0,79
73-85	442	100	0,9	8,03
85-86	956	100	0,42	2,06
77-86	459	100	0,75	5,74
87-88	493	80	0,08	0,16
85-94	533	100	1,37	17,72
94-99	752	100	0,76	6,01
98-99	989	150	0,92	5,19
99-100	954	150	0	0
100-95	740	150	0,08	0,07
94-95	948	80	0,57	4,72
2-R	2092	555,2	0,49	0,33
3-5	153	63	0,31	2,14
5-7	160	63	0,66	8,5
7-2	197	63	1,02	19,08
13-15	122	63	0,32	2,14
15-17	126	63	0,65	8,25
17-10	127	63	0,98	17,85
20-22	133	63	0,25	1,45

Tableau V.6: Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe + incendie).

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
26-28	121	63	0,21	1,07
28-30	121	63	0,44	4,12
30-31	126	63	0,87	14,38
29-24	38	90	0,09	0,16
35-37	146	63	0,27	1,69
37-42	187	63	0,59	6,94
39-41	146	63	0,3	1,93
41-43	188	63	0,66	8,05
49-48	74	110	0,11	0,16
61-66	62	63	0,19	0,92
87-86	283	80	0,22	0,82
91-93	228	80	0,21	0,81
93-99	557	80	0,51	3,82

Tableau V.7: résultat au niveau des nœuds (cas de pointe + incendie).

Noeuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression (m)
Noeud 1	107	1,4	112,49	5,49
Noeud 2	107	1,41	164,3	57,3
Noeud 3	106	0,55	158,86	52,86
Noeud 4	106	0,41	158,62	52,62
Noeud 5	107	0,68	159,19	52,19
Noeud 6	107	0,41	158,95	51,95
Noeud 7	106	0,71	160,54	54,54
Noeud 8	106	0,41	160,32	54,32
Noeud 9	106	0,97	111,3	5,3
Noeud 10	105	0,59	113,54	8,54
Noeud 11	105	0,61	119,77	14,77
Noeud 12	104	1,33	136,16	32,16
Noeud 13	103	0,55	109,97	6,97
Noeud 14	103	0,44	109,69	6,69
Noeud 15	102	0,62	110,23	8,23
Noeud 16	102	0,41	110	8
Noeud 17	104	0,63	111,27	7,27
Noeud 18	104	0,41	111,03	7,03
Noeud 19	103	0,33	107,86	4,86
Noeud 20	103	0,44	107,99	4,99

Tableau V.7: résultat au niveau des nœuds (cas de pointe + incendie).

Noeuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression (m)
Noeud 21	101	0,83	108,48	7,48
Noeud 22	104	1,97	108,18	4,18
Noeud 23	105	0,33	115,04	10,04
Noeud 24	105	0,24	115,06	10,06
Noeud 25	104	0,27	114,92	10,92
Noeud 26	104	0,38	114,99	10,99
Noeud 27	102	0,26	115,06	13,06
Noeud 28	102	0,47	115,12	13,12
Noeud 29	101	0,3	115,07	14,07
Noeud 30	101	0,47	115,62	14,62
Noeud 31	102	1,47	117,43	15,43
Noeud 32	101	1,08	98,51	-2,49
Noeud 33	101	1,94	102,16	1,16
Noeud 34	101	0,36	100,42	-0,58
Noeud 35	102	0,48	100,58	-1,42
Noeud 36	100	0,36	100,66	0,66
Noeud 37	101	0,64	100,82	-0,18
Noeud 38	102	0,4	101,44	-0,56
Noeud 39	100	0,52	101,65	1,65
Noeud 40	101	0,42	101,7	0,7
Noeud 41	100	0,7	101,94	1,94
Noeud 42	103	2,1	102,12	-0,88
Noeud 43	102	2,51	103,45	1,45
Noeud 44	98	1,81	96,22	-1,78
Noeud 45	99	0,85	95,7	-3,3
Noeud 46	99	1,07	95,13	-3,87
Noeud 47	101	1,75	95	-6
Noeud 48	101	2,01	95,99	-5,01
Noeud 49	100	0,53	95,98	-4,02
Noeud 50	100	0,47	95,97	-4,03
Noeud 51	100	1,42	96,96	-3,04
Noeud 52	101	2,31	95,62	-5,38
Noeud 53	98	2,23	95,1	-2,9
Noeud 54	99	0,39	95,08	-3,92
Noeud 55	96	1,51	92,26	-3,74
Noeud 56	97	0,66	91,43	-5,57
Noeud 57	95	1,74	92,48	-2,52
Noeud 58	101	1,2	91,87	-9,13
Noeud 59	97	0,8	90,62	-6,38
Noeud 60	99	0,28	87,7	-11,3

Tableau V.7: résultat au niveau des nœuds (cas de pointe + incendie).

Noeuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression (m)
Noeud 61	100	0,33	87,78	-12,22
Noeud 62	99	2,08	89,94	-9,06
Noeud 63	100	1,19	87,65	-12,35
Noeud 64	103	1,75	89,13	-13,87
Noeud 65	100	1,65	89,13	-10,87
Noeud 66	100	1,16	87,84	-12,16
Noeud 67	99	2,11	87,68	-11,32
Noeud 68	100	1,5	87,44	-12,56
Noeud 69	101	0,75	84,98	-16,02
Noeud 70	102	1,36	87,07	-14,93
Noeud 71	100	1,51	87,34	-12,66
Noeud 72	98	1,48	86,66	-11,34
Noeud 73	98	1,29	86,37	-11,63
Noeud 74	97	0,34	87,39	-9,61
Noeud 75	97	1	87,39	-9,61
Noeud 76	100	0,27	87,37	-12,63
Noeud 77	101	1,88	87,43	-13,57
Noeud 78	98	1,14	90,3	-7,7
Noeud 79	95	1,26	89,09	-5,91
Noeud 80	100	0,69	83,92	-16,08
Noeud 81	100	0,73	75,24	-24,76
Noeud 82	97	0,69	74,69	-22,31
Noeud 83	98	1,16	83,24	-14,76
Noeud 84	97	1,21	83,25	-13,75
Noeud 85	98	2,1	82,83	-15,17
Noeud 86	97	1,45	84,8	-12,2
Noeud 87	96	0,66	84,56	-11,44
Noeud 88	97	0,42	84,49	-12,51
Noeud 89	98	0,89	74,15	-23,85
Noeud 90	96	0,44	66,46	-29,54
Noeud 91	97	0,64	66,55	-30,45
Noeud 92	95	0,41	66,66	-28,34
Noeud 93	96	1,08	66,73	-29,27
Noeud 94	97	1,9	73,38	-23,62
Noeud 95	94	1,44	68,91	-25,09
Noeud 96	96	0,51	73,93	-22,07
Noeud 97	94	1,47	73,98	-20,02
Noeud 98	94	1,93	73,99	-20,01
Noeud 99	95	19,77	68,86	-26,14

Tableau V.7: résultat au niveau des nœuds (cas de pointe + incendie).

Noeuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression (m)
Noeud 100	92	1,44	68,86	-23,14
Noeud 101	87	1,34	79,54	-7,46
Noeud 102	98	0,27	79,53	-18,47
Réservoir R1	163	-119,55	165	2

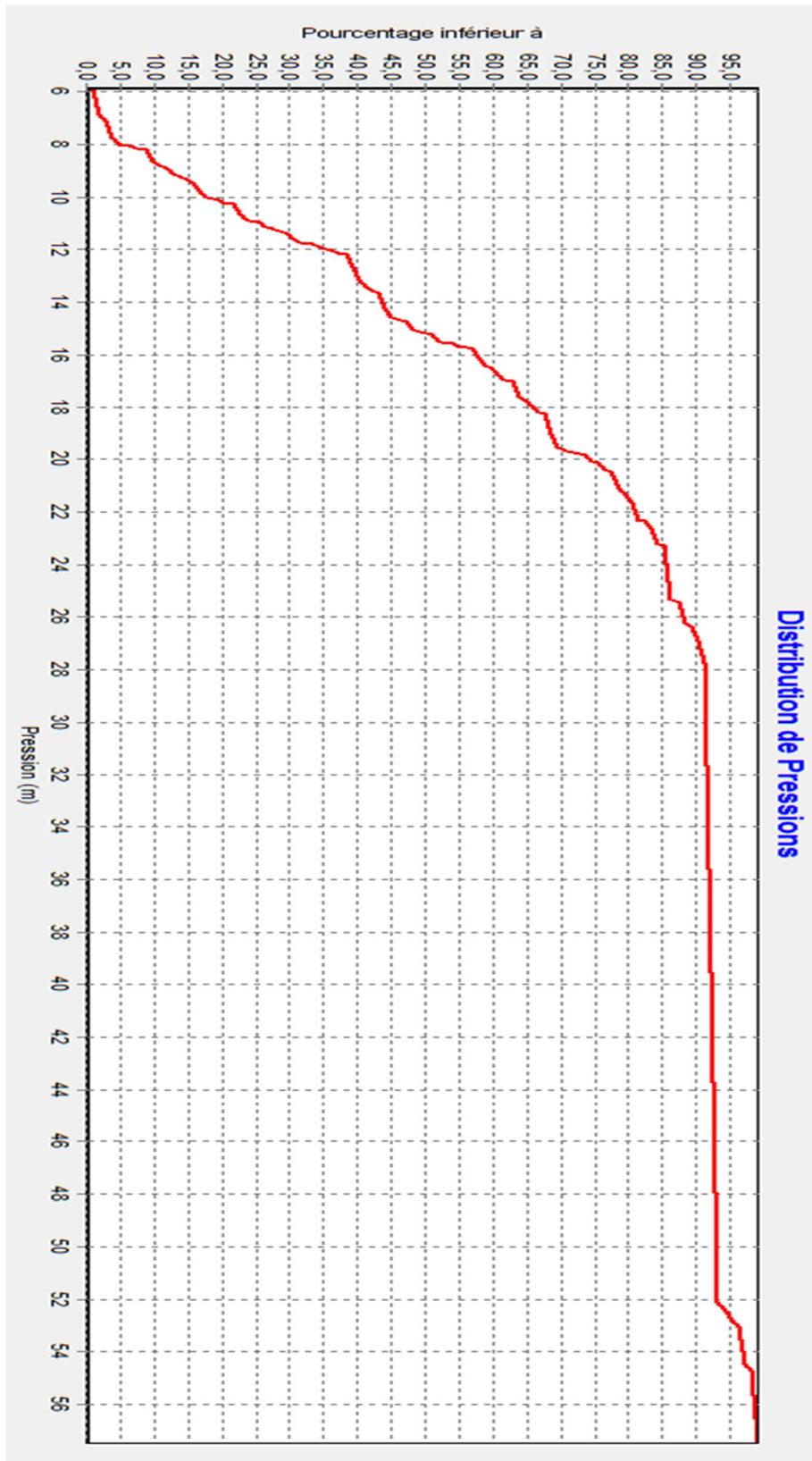


Figure V.1. Courbe de distribution des pressions en cas de pointe.

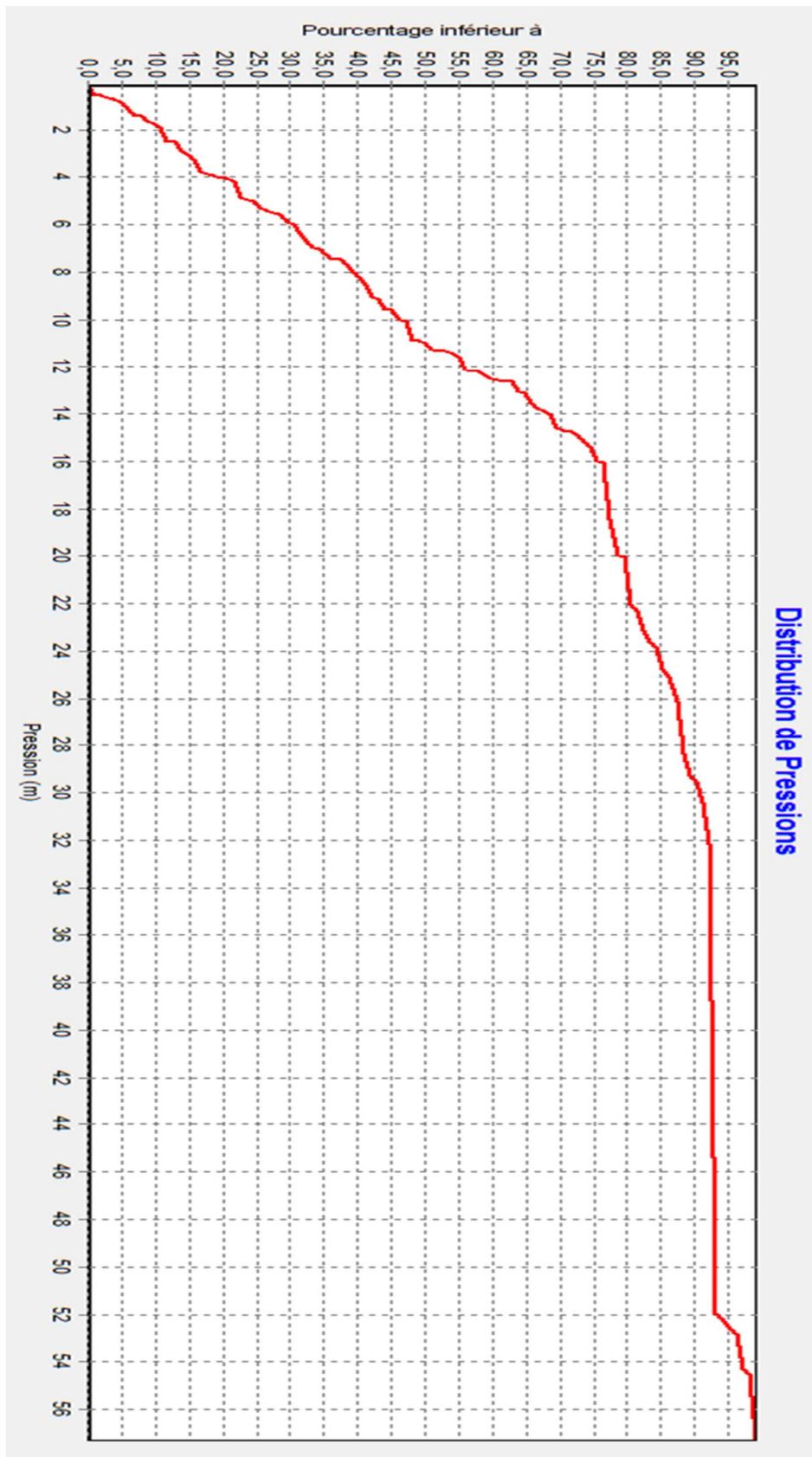


Figure V.2. Courbe de distribution des pressions en cas de pointe plus incendie.

V.6. Constatations et interprétations des résultats de simulation :

La simulation de comportement du réseau de distribution de la ville de BOURKIKA pour la situation actuelle présente plusieurs insuffisances empêchant le bon fonctionnement de notre réseau d'alimentation en eau potable. D'après les résultats de la simulation, nous constatons :

a/cas de pointe :

Les pressions obtenues au niveau de la ville de BOURKIKA sont faibles (inférieur à 20 m.c.e), les vitesses faibles ont été enregistrées au niveau de plusieurs tronçons de réseau (inférieur à 0.3m/s), sachant que la fourchette des vitesses admissibles est (0,3-2 m/s).

Nous avons des vitesses importantes qui dépassent les 2,5 m/s.

b /cas de pointe + incendie :

Nous constatons que le comportement hydraulique du réseau est plus déséquilibré que le cas du pointe, il y'a des pressions négatives dans la plupart des nœuds, les vitesses sont faibles au niveau de plusieurs tronçons de réseau.

Conclusion :

En plus des insuffisances du point de vue hydraulique, et d'après le diagnostic physique de chapitre IV, on a remarqué plusieurs signes qui montrent l'état dégradé des conduites de réseau de distribution de la ville de BOURKIKA, différentes anomalies ont été évoquées par les gestionnaires de réseaux sur le terrain, à savoir :

- ✓ Il existe de nouvelles zones urbaines qui ne disposent de réseau d'AEP
- ✓ Accroissement du nombre de fuites enregistrées ;
- ✓ Evolution de la demande ;
- ✓ Plaintes des abonnés pour insuffisance de pression;
- ✓ Dégradation visible des conduites.

Pour répondre à des problèmes de gestion quotidienne et de planification, qu'il soit à court ou à long terme, nous allons procéder dans les chapitres qui suivent à la projection d'un nouveau réseau de distribution de la ville de BOURKIKA.

CHAPITRE VI

ETUDE DU RESEAU PROJETE

Introduction

Après avoir présenté les problèmes faisant obstacle à l'alimentation en eau potable de la ville de BOURKIKKA, il s'avère nécessaire d'améliorer les conditions de distribution qui consistent à la projection d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable.

VI.1. Choix de matériaux de conduites (2)

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes,...etc.).

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polyéthylène) à Haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PEHD vu les avantages qu'elle présente :

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponibilité sur le marché.
- Une pose de canalisation facile.
- Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique.

VI.2. Principe du tracé du réseau

- Le tracé se fait comme suit :
- Tout d'abord, il faut repérer les consommations importantes.
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- Déterminer le sens principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

VI.3. Calcul de réseau projeté

VI.3.1. Configuration et dimensionnement du réseau de distribution projeté pour BOURKIKKA

Le réseau de distribution projeté pour la ville de BOURKIKKA sera de type maillé, ceci en tenant compte de la répartition spatiale des constructions existantes et pour contenir les extensions prévues dans le plan d'aménagement et ce jusqu'à long terme (2040).

VI.3.1.1. Détermination des débits du réseau

VI.3.1.1.1. Débit en route

Il est défini comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la formule suivante :

$$\Sigma Q_r = Q_{\text{cons}} - \Sigma Q_{\text{conc}} \text{ en [l/s]} \dots \dots \dots (\text{VI.1})$$

Avec :

ΣQ_r : débit route global.

Q_{cons} : débit de consommation.

ΣQ_{conc} : Somme des débits concentrés.

VI.3.1.1.2. Débit spécifique

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service en route.

$$Q_{\text{spi}} = \Sigma Q_r / \Sigma L_i \dots \dots \text{en [l/s /m]} \dots \dots \dots (\text{VI.2})$$

Avec :

Q_{spi} = débit spécifique (l/s/m)

ΣL_i = somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre (m).

Les résultats donnés par les deux formules précédentes sont récapitulés dans le tableau V.1 ci-après :

Tableau V.1 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).

Heure de pointe	Qcons		Qconc (l/s)	Qroute (l/s)	ΣLi (m)	Qspi (l/s/m)
	m ³ /h	l/s				
		577.796	160.499	0	160.499	63899.6

VI.3.1.1.3. Les débits aux nœuds (nodaux)

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum q_{ri} + \sum Q_{conc} \quad (l/s) \dots \dots \dots (VI.3)$$

Avec :

Q_{ni} : débit au nœud,

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.

$\sum q_{ri}$: somme des débits en route des tronçons reliant deux nœuds.

a. cas de pointe :

Tableau VI.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Qr (l/s)	$0.5\sum Q_r$ (l/s)	Qn (l/s)
1	1-2	942,3	2,365173	2,0605845	2,0605845
	1-6	699,6	1,755996		
2	2-1	942,3	2,365173	2,7631335	2,7631335
	2-9	514,8	1,292148		
	2-3	744,6	1,868946		
3	3-2	744,6	1,868946	2,3753385	2,3753385
	3-4	609,3	1,529343		
	3-10	538,8	1,352388		
4	4-3	609,3	1,529343	1,44376455	1,44376455
	4-11	541,11	1,3581861		
5	5-6	953,1	2,392281	2,064726	2,064726
	5-12	692,1	1,737171		
6	6-5	953,1	2,392281	3,507474	3,507474
	6-1	699,6	1,755996		
	6-7	476,4	1,195764		
	6-13	665,7	1,670907		
7	7-6	476,4	1,195764	1,696509	1,696509
	7-8	211,5	0,530865		
	7-14	663,9	1,666389		
8	8-7	211,5	0,530865	0,8934345	0,8934345
	8-9	500,4	1,256004		
9	9-8	500,4	1,256004	2,8813545	2,8813545
	9-2	514,8	1,292148		
	9-10	741	1,85991		
	9-16	539,7	1,354647		
10	10-9	741	1,85991	3,0846645	3,0846645
	10-3	538,8	1,352388		
	10-11	687,3	1,725123		
	10-17	490,8	1,231908		
11	11-4	541,8	1,359918	2,182947	2,182947
	11-10	687,3	1,725123		
	11-18	510,3	1,280853		
12	12-5	692,1	1,737171	2,1019995	2,1019995
	12-13	982,8	2,466828		
13	13-12	982,8	2,466828	3,297387	3,297387
	13-6	665,7	1,670907		
	13-14	460,2	1,155102		
	13-21	518,7	1,301937		

Tableau VI.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Qr (l/s)	$0.5\sum Q_r$ (l/s)	Qn (l/s)
14	14-13	460,2	1,155102	2,7397905	2,7397905
	14-7	663,9	1,666389		
	14-15	497,1	1,247721		
	14-22	561,9	1,410369		
15	15-14	497,1	1,247721	1,736418	1,736418
	15-16	323,1	0,810981		
	15-23	563,4	1,414134		
16	16-15	323,1	0,810981	1,994697	1,994697
	16-17	726,6	1,823766		
	16-9	539,7	1,354647		
17	17-16	726,6	1,823766	2,3941635	2,3941635
	17-10	490,8	1,231908		
	17-18	690,3	1,732653		
18	18-17	690,3	1,732653	1,506753	1,506753
	18-11	510,3	1,280853		
19	19-20	891,3	2,237163	2,0470305	2,0470305
	19-27	739,8	1,856898		
20	20-19	891,3	2,237163	2,708541	2,708541
	20-27	727,2	1,825272		
	20-21	539,7	1,354647		
21	21-20	539,7	1,354647	2,856129	2,856129
	21-13	518,7	1,301937		
	21-22	482,1	1,210071		
	21-28	735,3	1,845603		
22	22-21	482,1	1,210071	2,862153	2,862153
	22-14	561,9	1,410369		
	22-29	723,9	1,816989		
	22-23	512,7	1,286877		
23	23-22	512,7	1,286877	3,457776	3,457776
	23-15	563,4	1,414134		
	23-24	945,3	2,372703		
	23-30	733,8	1,841838		
24	24-23	945,3	2,372703	2,6712675	2,6712675
	24-31	729,9	1,832049		
	24-25	453,3	1,137783		
25	25-24	453,3	1,137783	2,136261	2,136261
	25-32	708,9	1,779339		
	25-26	540	1,3554		
26	26-25	540	1,3554	1,5779115	1,5779115
	26-33	717,3	1,800423		

Tableau VI.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Qr (l/s)	$0.5\sum Q_r$ (l/s)	Qn (l/s)
27	27-19	739,8	1,856898	3,5040855	3,5040855
	27-20	727,2	1,825272		
	27-28	531,3	1,333563		
	27-36	793,8	1,992438		
28	28-27	531,3	1,333563	2,8617765	2,8617765
	28-21	735,3	1,845603		
	28-29	460,5	1,155855		
	28-38	553,2	1,388532		
29	29-28	460,5	1,155855	2,094093	2,094093
	29-22	723,9	1,816989		
	29-30	484,2	1,215342		
30	30-29	484,2	1,215342	3,402054	3,402054
	30-23	733,8	1,841838		
	30-31	962,4	2,415624		
	30-39	530,4	1,331304		
31	31-30	962,4	2,415624	3,374946	3,374946
	31-24	729,9	1,832049		
	31-32	468,9	1,176939		
	31-40	528	1,32528		
32	32-31	468,9	1,176939	3,1622235	3,1622235
	32-25	708,9	1,779339		
	32-33	521,4	1,308714		
	32-42	820,5	2,059455		
33	33-32	521,4	1,308714	2,5643415	2,5643415
	33-26	717,3	1,800423		
	33-43	804,6	2,019546		
34	34-35	683,4	1,715334	2,0266995	2,0266995
	34-44	931,5	2,338065		
35	35-34	683,4	1,715334	2,569989	2,569989
	35-45	781,5	1,961565		
	35-36	582,9	1,463079		
36	36-35	582,9	1,463079	3,312447	3,312447
	36-27	793,8	1,992438		
	36-37	714,9	1,794399		
	36-46	547,8	1,374978		

Tableau VI.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Qr (l/s)	$0.5\sum Q_r$ (l/s)	Qn (l/s)
37	37-36	714,9	1,794399	2,431437	2,431437
	37-38	429,6	1,078296		
	37-48	422,7	1,060977		
	37-47	370,2	0,929202		
38	38-37	429,6	1,078296	2,4107295	2,4107295
	38-39	938,1	2,354631		
	38-28	553,2	1,388532		
39	39-38	938,1	2,354631	3,594822	3,594822
	39-30	530,4	1,331304		
	39-40	964,8	2,421648		
	39-49	431,1	1,082061		
40	40-39	964,8	2,421648	2,419389	2,419389
	40-31	528	1,32528		
	40-41	435	1,09185		
41	41-40	435	1,09185	3,0937005	3,0937005
	41-49	972	2,43972		
	41-50	352,8	0,885528		
	41-42	705,3	1,770303		
42	42-41	705,3	1,770303	2,547399	2,547399
	42-32	820,5	2,059455		
	42-43	504	1,26504		
43	43-42	504	1,26504	2,3188635	2,3188635
	43-33	804,6	2,019546		
	43-51	539,1	1,353141		
44	44-34	931,5	2,338065	1,507506	1,507506
	44-45	269,7	0,676947		
45	45-44	269,7	0,676947	2,986398	2,986398
	45-35	781,5	1,961565		
	45-46	519,3	1,303443		
	45-52	809,1	2,030841		
46	46-45	519,3	1,303443	1,999215	1,999215
	46-36	547,8	1,374978		
	46-47	525,9	1,320009		

Tableau VI.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Qr (l/s)	$0.5\sum Q_r$ (l/s)	Qn (l/s)
47	47-46	525,9	1,320009	1,6998975	1,6998975
	47-37	370,2	0,929202		
	47-55	458,4	1,150584		
48	48-37	422,7	1,060977	2,1908535	2,1908535
	48-56	805,2	2,021052		
	48-49	517,8	1,299678		
49	49-48	517,8	1,299678	3,657321	3,657321
	49-39	431,1	1,082061		
	49-41	972	2,43972		
	49-57	993,3	2,493183		
50	50-41	352,8	0,885528	2,2051605	2,2051605
	50-51	945,3	2,372703		
	50-58	459	1,15209		
51	51-50	945,3	2,372703	1,862922	1,862922
	51-43	539,1	1,353141		
52	52-45	809,1	2,030841	1,5161655	1,5161655
	52-53	399	1,00149		
53	53-52	399	1,00149	1,765283	1,765283
	53-54	507,6	1,274076		
	53-59	500	1,255		
54	54-53	507,6	1,274076	1,2762095	1,2762095
	54-55	196,4	0,492964		
	54-60	312,9	0,785379		
55	55-54	196,4	0,492964	1,3861475	1,3861475
	55-47	458,4	1,150584		
	55-56	449,7	1,128747		
56	56-55	449,7	1,128747	2,240928	2,240928
	56-48	805,2	2,021052		
	56-57	530,7	1,332057		
57	57-56	530,7	1,332057	3,781566	3,781566
	57-49	993,3	2,493183		
	57-58	955,8	2,399058		
	57-61	533,4	1,338834		
58	58-57	955,8	2,399058	2,4581685	2,4581685
	58-50	459	1,15209		
	58-62	543,9	1,365189		
59	59-53	500	1,255	1,316244	1,316244
	59-63	548,8	1,377488		
60	60-54	312,9	0,785379	2,540622	2,540622
	60-64	742,8	1,864428		
	60-61	968,7	2,431437		

Tableau VI.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q _r (l/s)	0.5∑Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
61	61-60	968,7	2,431437	4,018008	4,018008
	61-57	533,4	1,338834		
	61-62	948	2,37948		
	61-65	751,5	1,886265		
62	62-61	948	2,37948	2,8015365	2,8015365
	62-58	543,9	1,365189		
	62-66	740,4	1,858404		
63	63-59	548,8	1,377488	1,301686	1,301686
	63-64	488,4	1,225884		
64	64-63	488,4	1,225884	2,7864765	2,7864765
	64-60	742,8	1,864428		
	64-65	989,1	2,482641		
65	65-64	989,1	2,482641	1,2413205	1,2413205
	65-61	751,5	1,886265		
	65-66	954	2,39454		
66	66-65	954	2,39454	2,126472	2,126472
	66-62	740,4	1,858404		

b. cas de pointe plus incendie

Ce cas est homologue au cas de pointe, mise à part le nœud **65** considéré comme le plus défavorable où l'on doit assurer un débit supplémentaire d'incendie (17 l/s) donné par le réservoir.

Tableau VI.3 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie) :

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q _r (l/s)	0.5∑Q _r (l/s)	Q _{conc} (l/s)	Q _n (l/s)
65	65-64	989,1	2,482641	1,2413205	17	18.2413205
	65-61	751,5	1,886265			
	65-66	954	2,39454			

VI.3.1.2.. Répartition arbitraire des débits

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons faire la répartition arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon.

Figure VI.1. Répartition arbitraire des débits (cas de pointe).

Figure VI.2. Répartition arbitraire des débits (cas de pointe plus incendie).

VI.3.1.3.Détermination des diamètres et des vitesses

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau à travers les abaques représentés dans les annexes II et III et avec la formule de continuité nous déterminons les vitesses.

Formule de continuité :

$$V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Tableau VI.4 : Calcul Des Diamètres Et Des Vitesses.

Tronçons	cas de (pointe) Débit(l/s)	cas de (pointe+inc) Débit(l/s)	Qmax Débit(l/s)	Diamètre EXT (mm)	Diamètre INT (mm)	Vitesse (m/s)
1-2	42,736	42,736	42,736	200	176.2	1,754
1-6	40,6755	40,6755	40,6755	160	141	2,606
2-3	35	35	35	250	220.4	0,918
2-9	80	97	97	200	176.2	3,980
3-4	16	16	16	110	96.8	2,175
3-10	16,625	16,625	16,625	110	96.8	2,260
4-11	14,557	14,557	14,557	160	141	0,933
5-6	10	10	10	75	66	2,924
5-12	7,936	7,936	7,936	160	141	0,509
6-7	10	10	10	75	66	2,924
6-13	17,1685	17,1685	17,1685	160	141	1,100
7-8	41,9545	58,9545	58,9545	315	277.6	0,975
7-14	50,2585	67,2585	67,2585	200	176.2	2,760
8-9	42,8475	59,8475	59,8475	315	277.6	0,989
9-10	10,7285	10,7285	10,7285	90	79.2	2,179
9-16	45	45	45	160	141	2,883
10-11	6,1875	6,1875	6,1875	160	141	0,396
10-17	9	9	9	75	66	2,632
11-18	6,1875	6,1875	6,1875	160	141	0,396
12-13	5,834	5,834	5,834	110	96.8	0,793
13-14	10	10	10	75	66	2,924
13-21	9,7055	9,7055	9,7055	200	176.6	0,396
14-15	27,5195	44,5195	44,5195	160	141	2,853
14-22	30	30	30	315	277.6	0,496
15-23	80,076	97,076	97,076	250	220.4	2,546
15-16	54,2925	54,2925	54,2925	315	277.6	0,897
16-17	11,2865	11,2865	11,2865	90	79.2	2,292
17-18	4,6805	4,6805	4,6805	160	141	0,300
19-20	3,646	3,646	3,646	110	96.8	0,496
19-27	1,599	1,599	1,599	75	66	0,468
20-21	10	10	10	75	66	2,924
20-27	3,646	3,646	3,646	110	96.8	0,496
21-22	20,447	20,447	20,447	110	96.8	2,780
21-28	17,2965	17,2965	17,2965	110	96.8	2,351

Tableau VI.4 : Calcul Des Diamètres Et Des Vitesses.

Tronçons	cas de (pointe) Débit(l/s)	cas de (pointe+inc) Débit(l/s)	Qmax Débit(l/s)	Diamètre EXT (mm)	Diamètre INT (mm)	Vitesse (m/s)
22-23	23,309	23,309	23,309	160	141	1,494
22-29	30	30	30	315	277.6	0,496
23-24	23,309	40,309	40,309	160	141	2,583
23-30	30	30	30	315	277.6	0,496
24-25	15	32	32	160	141	2,050
24-31	5,638	5,638	5,638	125	110.2	0,591
25-26	6	23	23	160	141	1,474
25-32	6,864	6,864	6,864	90	79.2	1,394
26-33	4,423	21,423	21,423	160	141	1,373
27-28	18,3885	18,3885	18,3885	110	96.8	2,500
27-36	20,1295	20,1295	20,1295	160	141	1,290
28-29	13,953	13,953	13,953	90	79.2	2,834
28-38	10	10	10	75	66	2,924
29-30	13,953	13,953	13,953	90	79.2	2,834
30-31	15,551	15,551	15,551	160	141	0,996
30-39	25	25	25	125	110.2	2,622
31-32	10	10	10	75	66	2,924
31-40	7,815	7,815	7,815	75	66	2,285
32-33	8,226	8,226	8,226	90	79.2	1,671
32-42	5	5	5	75	66	1,462
33-43	10,085	27,085	27,085	125	110.2	2,841
34-35	2,986	2,986	2,986	75	66	0,873
34-44	0,96	0,96	0,96	90	79.2	0,195
35-36	10	10	10	75	66	2,924
35-45	4,4	4,4	4,4	110	96.8	0,598
36-37	3,40875	3,40875	3,40875	75	66	0,997
36-46	3,40875	3,40875	3,40875	75	66	0,997
37-48	6	6	6	75	66	1,755
37-47	7,97275	7,97275	7,97275	110	96.8	1,084
37-38	12,995	12,995	12,995	110	96.8	1,767
38-39	5,406	5,406	5,406	90	79.2	1,098
39-40	10	10	10	75	66	2,924

Tableau VI.4 : Calcul Des Diamètres Et Des Vitesses.

Tronçons	cas de (pointe) Débit(l/s)	cas de (pointe+inc) Débit(l/s)	Qmax Débit(l/s)	Diamètre EXT (mm)	Diamètre INT (mm)	Vitesse (m/s)
39-49	6	6	6	75	66	1,755
40-41	15,396	15,396	15,396	110	96.8	2,093
41-42	4,453	4,453	4,453	160	141	0,285
41-50	8,756	8,756	8,756	110	96.8	1,190
42-43	2	2	2	75	66	0,585
43-51	5,767	22,767	22,767	125	110.2	2,388
44-45	0,548	0,548	0,548	75	66	0,160
45-46	5,40975	5,40975	5,40975	75	66	1,582
45-52	6,32085	6,32085	6,32085	90	79.2	1,284
46-47	4	4	4	75	66	1,170
47-55	2,27375	2,27375	2,27375	75	66	0,665
48-49	5,1715	5,1715	5,1715	90	79.2	1,050
48-56	8,9805	8,9805	8,9805	75	66	2,626
49-41	8	8	8	110	96.8	1,088
49-57	5,1715	5,1715	5,1715	90	79.2	1,050
50-51	3,904	20,904	20,904	125	110.2	2,193
50-58	10,455	27,455	27,455	125	110.2	2,880
52-53	4,80485	4,80485	4,80485	200	176.2	0,197
53-54	0,03985	0,03985	0,03985	75	66	0,012
53-59	3	3	3	75	66	0,877
54-55	3,62725	3,62725	3,62725	110	76.8	0,783
54-60	2,38635	2,38635	2,38635	75	66	0,698
55-56	2,7395	2,7395	2,7395	75	66	0,801
56-57	4	4	4	75	66	1,170
57-58	1,3895	1,3895	1,3895	110	96.8	0,189
57-61	4	4	4	75	66	1,170
58-62	9,3865	26,3865	26,3865	160	141	1,691
59-63	1,684	1,684	1,684	125	110.2	0,177
60-61	1,082	1,082	1,082	75	66	0,316
60-64	0,92735	0,92735	0,92735	90	79.2	0,188

Tableau VI.4 : Calcul Des Diamètres Et Des Vitesses.

Tronçons	cas de (pointe) Débit(l/s)	cas de (pointe+inc) Débit(l/s)	Qmax Débit(l/s)	Diamètre EXT (mm)	Diamètre INT (mm)	Vitesse (m/s)
61-62	2	2	2	75	66	0,585
61-65	0,9	0,9	0,9	75	66	0,263
62-66	4,5855	21,5855	21,5855	160	141	1,383
63-64	0,383	0,383	0,383	75	66	0,112
64-65	2,1185	2,1185	2,1185	110	96.8	0,288
65-66	2,4595	19,4595	19,4595	200	176.2	0,798

V.4. Fichiers des résultats de la simulation

a/ cas de pointe

Tableau VI.5: Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe).

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
1-2	942,3	200	0,82	3,33
2-3	744,6	250	0,46	0,88
3-4	609,3	110	0,36	1,56
5-6	953,1	75	0,93	13,69
6-7	476,4	75	0,6	6,22
7-8	211,5	315	0,95	2,49
8-9	500,4	315	0,96	2,56
9-10	741	90	0,63	5,43
10-11	687,3	110	0,51	2,88
11-4	541,8	75	0,35	2,39
10-3	538,8	250	0,33	0,48
9-2	514,8	315	1,97	9,6
1-6	699,6	250	0,47	0,93
5-12	692,1	75	0,32	2,11
12-13	982,8	63	0,44	4,67
6-13	665,7	110	1,26	14,9
13-14	460,2	160	0,78	3,96

Tableau VI.5: Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe).

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
14-15	497,1	160	1,23	9,11
4-7	663,9	250	1,51	7,73
15-16	323,1	315	1	2,76
9-16	539,7	315	1,01	2,81
16-17	726,6	90	1,28	1,33
10-17	490,8	75	0,75	9,33
17-18	690,3	75	0,36	2,53
11-18	510,3	110	0,37	1,66
13-21	518,7	200	0,7	2,51
14-22	561,9	315	1,02	2,87
15-23	563,4	200	1,62	11,58
19-20	891,3	110	0,42	2,07
20-21	539,7	160	0,68	3,07
21-22	482,1	250	0,92	3,13
22-23	512,7	250	0,41	0,74
23-24	945,3	200	0,49	1,33
25-25	453,3	160	0,47	1,6
25-26	540	75	0,84	11,54
19-27	739,8	75	0,31	1,92
20-27	727,2	110	0,65	4,49
27-28	531,3	110	0,61	4,06
21-28	735,3	250	1,02	3,76
28-29	460,5	90	0,68	6,33
22-29	723,9	160	0,52	1,88
29-30	484,2	90	0,53	3,95
23-30	733,8	250	1,05	3,95
30-31	962,4	160	0,66	2,9
24-31	729,9	75	0,59	6,07
31-32	468,9	125	0,68	4,16
32-25	708,9	75	0,69	7,98
32-33	521,4	90	0,6	4,98
26-33	717,3	75	0,38	2,82
27-36	793,8	160	0,44	1,4
28-38	553,2	315	0,58	1,01
30-39	530,4	200	1,18	6,46
31-40	528	75	0,71	8,4
32-42	820,5	75	0,79	10,32
33-43	804,6	63	0,75	12,11
34-35	683,4	63	0,38	3,65

Tableau VI.5: Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe).

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
35-36	582,9	63	1,03	21,45
36-37	714,9	75	0,42	3,31
37-38	429,6	315	0,51	0,8
37-48	422,7	75	0,71	8,48
48-49	517,8	63	0,38	3,65
39-49	431,1	250	0,67	1,74
38-39	938,1	90	0,36	1,99
49-41	972	110	0,73	5,5
40-41	435	75	0,46	3,94
39-40	964,8	75	0,46	3,94
41-42	705,3	63	0,51	6,05
42-43	504	63	0,58	7,69
43-51	539,1	63	0,31	2,48
50-51	945,3	63	0,52	6,26
41-50	352,8	75	0,78	10,09
50-58	459	63	0,31	2,51
34-44	931,5	63	0,52	6,19
44-45	269,7	90	0,54	4,17
35-45	781,5	63	0,49	5,62
45-46	519,3	110	0,72	5,36
46-47	525,9	90	0,94	11,26
36-46	547,8	75	0,77	9,72
37-47	370,2	200	1	4,77
48-56	805,2	75	0,32	2,08
55-56	449,7	75	0,63	6,82
47-55	458,4	250	0,47	0,94
54-55	196,4	250	0,38	0,63
53-54	507,6	125	0,86	6,35
52-53	399	90	0,61	5,16
45-52	809,1	75	0,44	3,55
49-57	993,3	160	1	6,19
57-58	955,8	125	0,41	1,68
56-57	530,7	63	0,45	4,86
53-59	500	90	0,69	6,46
59-63	548,8	90	0,43	2,71
63-64	488,4	63	0,35	3,15
64-65	989,1	63	0,32	2,7
65-66	954	63	0,49	5,71
62-66	740,4	63	0,45	4,86

Tableau VI.5: Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe).

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
62-58	543,9	63	0,33	2,82
60-64	742,8	63	0,56	7,19
54-60	312,9	90	1,03	13,23
60-61	968,7	75	0,37	2,66
61-62	948	110	0,42	2,04
57-61	533,4	160	0,57	2,25
R-2	2092	630	0,66	0,56
61-65	751,5	200	1.13	0,12

Tableau VI.6: résultat au niveau des nœuds (cas de pointe).

Noeuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	110	2,06	160,69	50,69
Noeud 2	113	2,76	163,82	50,82
Noeud 3	112	2,38	163,17	51,17
Noeud 4	112	1,44	162,22	50,22
Noeud 5	104	2,06	146,99	42,99
Noeud 6	110	3,51	160,04	50,04
Noeud 7	110	1,7	157,07	47,07
Noeud 8	110	0,89	157,6	47,6
Noeud 9	109	2,88	158,88	49,88
Noeud 10	112	3,08	162,91	50,91
Noeud 11	112	2,18	160,92	48,92
Noeud 12	103	2,1	145,53	42,53
Noeud 13	101	3,3	150,12	49,12
Noeud 14	104	2,74	151,94	47,94
Noeud 15	106	1,74	156,47	50,47
Noeud 16	112	1,99	157,36	45,36
Noeud 17	108	2,39	158,33	50,33
Noeud 18	110	1,51	160,07	50,07
Noeud 19	101	2,05	145,31	44,31
Noeud 20	101	2,71	147,16	46,16
Noeud 21	101	2,86	148,81	47,81
Noeud 22	103	2,86	150,33	47,33

Tableau VI.6: résultat au niveau des nœuds (cas de pointe).

Noeuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 23	102	3,46	149,95	47,95
Noeud 24	98	2,67	148,69	50,69
Noeud 25	99	2,14	147,96	48,96
Noeud 26	99	1,58	141,73	42,73
Noeud 27	101	3,5	143,89	42,89
Noeud 28	101	2,86	146,05	45,05
Noeud 29	100	2,09	148,96	48,96
Noeud 30	101	3,4	147,05	46,05
Noeud 31	98	3,37	144,26	46,26
Noeud 32	96	3,16	142,31	46,31
Noeud 33	95	2,56	139,71	44,71
Noeud 34	101	2,03	127,78	26,78
Noeud 35	100	2,57	130,28	30,28
Noeud 36	103	3,31	142,78	39,78
Noeud 37	100	2,43	145,14	45,14
Noeud 38	101	2,41	145,49	44,49
Noeud 39	100	3,59	143,62	43,62
Noeud 40	100	2,42	139,82	39,82
Noeud 41	100	3,09	138,11	38,11
Noeud 42	96	2,55	133,84	37,84
Noeud 43	96	2,32	129,96	33,96
Noeud 44	99	1,51	133,54	34,54
Noeud 45	101	2,99	134,67	33,67
Noeud 46	102	2	137,45	35,45
Noeud 47	100	1,7	143,38	43,38
Noeud 48	100	2,19	141,56	41,56
Noeud 49	99	3,66	143,45	44,45
Noeud 50	101	2,2	134,55	33,55
Noeud 51	95	1,86	128,63	33,63
Noeud 52	100	1,52	137,54	37,54
Noeud 53	97	1,76	139,6	42,6
Noeud 54	97	1,28	142,82	45,82
Noeud 55	98	1,39	142,95	44,95
Noeud 56	97	2,24	139,88	42,88
Noeud 57	98	3,78	137,3	39,3
Noeud 58	97	2,46	135,7	38,7
Noeud 59	98	1,32	136,37	38,37
Noeud 60	97	2,54	138,68	41,68
Noeud 61	97	4,02	136,1	39,1
Noeud 62	94	2,8	134,17	40,17
Noeud 63	94	1,3	134,88	40,88

Tableau VI.6: résultat au niveau des nœuds (cas de pointe).

Noeuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 64	94	2,79	133,34	39,34
Noeud 65	98	1,24	136,01	38,01
Noeud 66	92	2,13	130,57	38,57
Réservoir 67	163	1606,23	165	2

b/ cas de pointe + incendie**Tableau VI.7:** Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe plus incendie).

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
1-2	942,3	200	0,89	3,88
2-3	744,6	250	0,48	0,96
3-4	609,3	110	0,37	1,62
5-6	953,1	75	0,97	14,86
6-7	476,4	75	0,7	8,23
7-8	211,5	315	1,06	3,09
8-9	500,4	315	1,08	3,17
9-10	741	90	0,72	6,87
10-11	687,3	110	0,53	3,09
11-4	541,8	75	0,37	2,62
10-3	538,8	250	0,35	0,54
9-2	514,8	315	1,2	11,86
1-6	699,6	250	0,52	1,1
5-12	692,1	75	0,37	2,62
12-13	982,8	63	0,37	3,52
6-13	665,7	110	1,43	18,81
13-14	460,2	160	0,86	4,7
14-15	497,1	160	1,39	11,4
4-7	663,9	250	1,71	9,7
151-16	323,1	315	1,13	3,48
9-16	539,7	315	1,14	3,49
16-17	726,6	90	0,38	2,18
10-17	490,8	75	0,82	10,99
17-18	690,3	75	0,42	3,34
11-18	510,3	110	0,4	1,9

Tableau VI.7: Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe plus incendie).

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
13-21	518,7	200	0,81	3,24
14-22	561,9	315	1,17	3,67
15-23	563,4	200	1,85	14,75
19-20	891,3	110	0,44	2,24
20-21	539,7	160	0,71	3,35
21-22	482,1	250	1,01	3,7
22-23	512,7	250	0,53	1,13
23-24	945,3	200	0,53	1,49
25-25	453,3	160	0,5	1,8
25-26	540	75	0,9	13,03
19-27	739,8	75	0,35	2,37
20-27	727,2	110	0,7	5,16
27-28	531,3	110	0,59	3,84
21-28	735,3	250	1,16	4,79
28-29	460,5	90	0,77	7,74
22-29	723,9	160	0,59	2,4
29-30	484,2	90	0,68	6,31
23-30	733,8	250	1,28	5,74
30-31	962,4	160	0,68	3,1
24-31	729,9	75	0,68	7,92
31-32	468,9	125	0,69	4,29
32-25	708,9	75	0,77	9,83
32-33	521,4	90	0,61	5,13
26-33	717,3	75	0,44	3,63
27-36	793,8	160	0,46	1,54
28-38	553,2	315	0,68	1,35
30-39	530,4	200	1,57	10,87
31-40	528	75	0,88	12,44
32-42	820,5	75	0,89	12,83
33-43	804,6	63	0,86	15,49
34-35	683,4	63	0,39	3,8
35-36	582,9	63	1,06	22,51
36-37	714,9	75	0,39	2,89
37-38	429,6	315	0,59	1,05
37-48	422,7	75	0,9	13,08
48-49	517,8	63	0,6	2,2
39-49	431,1	250	0,94	3,27
38-39	938,1	90	0,59	4,81
49-41	972	110	0,81	6,64

Tableau VI.7: Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques (cas de pointe plus incendie).

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse m/s	Perte de charge m/km
40-41	435	75	0,63	6,9
39-40	964,8	75	0,46	3,92
41-42	705,3	63	0,41	4,21
42-43	504	63	0,64	9,16
43-51	539,1	63	0,48	5,39
50-51	945,3	63	0,35	3,1
41-50	352,8	75	1,19	21,43
50-58	459	63	0,48	5,38
34-44	931,5	63	0,51	6
44-45	269,7	90	0,54	4,11
35-45	781,5	63	0,47	5,24
45-46	519,3	110	0,74	5,64
46-47	525,9	90	0,93	11,01
36-46	547,8	75	0,83	11,13
37-47	370,2	200	1,18	6,41
48-56	805,2	75	0,45	3,8
55-56	449,7	75	0,88	12,42
47-55	458,4	250	0,59	1,38
54-55	196,4	250	0,47	0,93
53-54	507,6	125	0,95	7,68
52-53	399	90	0,57	4,53
45-52	809,1	75	0,37	2,71
49-57	993,3	160	1,65	15,57
57-58	955,8	125	0,31	1,05
56-57	530,7	63	1,03	21,23
53-59	500	90	0,92	10,76
59-63	548,8	90	0,65	5,8
63-64	488,4	63	0,85	14,98
64-65	989,1	63	0,45	4,89
65-66	954	63	0,41	4,15
62-66	740,4	63	0,53	6,52
62-58	543,9	63	0,72	11,17
60-64	742,8	63	0,84	14,8
54-60	312,9	90	1,56	28,08
60-61	968,7	75	0,95	14,18
61-62	948	110	0,32	1,3
57-61	533,4	160	1,36	10,98
R-2	2092	630	0,73	0,68
61-65	751,5	200	0,74	2,78

Tableau VI.8: résultat au niveau des nœuds (cas de pointe plus incendie).

Noeuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	110	2,06	159,93	49,93
Noeud 2	113	2,76	163,58	50,58
Noeud 3	112	2,38	162,87	50,87
Noeud 4	112	1,44	161,88	49,88
Noeud 5	104	2,06	145	41
Noeud 6	110	3,51	159,16	49,16
Noeud 7	110	1,7	155,24	45,24
Noeud 8	110	0,89	155,89	45,89
Noeud 9	109	2,88	157,48	48,48
Noeud 10	112	3,08	162,57	50,57
Noeud 11	112	2,18	160,45	48,45
Noeud 12	103	2,1	143,18	40,18
Noeud 13	101	3,3	146,64	45,64
Noeud 14	104	2,74	148,8	44,8
Noeud 15	106	1,74	154,47	48,47
Noeud 16	112	1,99	155,6	43,6
Noeud 17	108	2,39	157,18	49,18
Noeud 18	110	1,51	159,48	49,48
Noeud 19	101	2,05	141,15	40,15
Noeud 20	101	2,71	143,15	42,15
Noeud 21	101	2,86	144,96	43,96
Noeud 22	103	2,86	146,74	43,74
Noeud 23	102	3,46	146,16	44,16
Noeud 24	98	2,67	144,75	46,75
Noeud 25	99	2,14	143,93	44,93
Noeud 26	99	1,58	136,89	37,89
Noeud 27	101	3,5	139,4	38,4
Noeud 28	101	2,86	141,44	40,44
Noeud 29	100	2,09	145	45
Noeud 30	101	3,4	141,95	40,95
Noeud 31	98	3,37	138,97	40,97
Noeud 32	96	3,16	136,96	40,96
Noeud 33	95	2,56	134,29	39,29
Noeud 34	101	2,03	122,46	21,46
Noeud 35	100	2,57	125,06	25,06
Noeud 36	103	3,31	138,18	35,18
Noeud 37	100	2,43	140,24	40,24
Noeud 38	101	2,41	140,69	39,69
Noeud 39	100	3,59	136,18	36,18
Noeud 40	100	2,42	132,4	32,4

Tableau VI.8: résultat au niveau des nœuds (cas de pointe plus incendie).

Noeuds	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 41	100	3,09	129,4	29,4
Noeud 42	96	2,55	126,44	30,44
Noeud 43	96	2,32	121,82	25,82
Noeud 44	99	1,51	128,04	29,04
Noeud 45	101	2,99	129,15	28,15
Noeud 46	102	2	132,08	30,08
Noeud 47	100	1,7	137,87	37,87
Noeud 48	100	2,19	134,71	34,71
Noeud 49	99	3,66	135,85	36,85
Noeud 50	101	2,2	121,84	20,84
Noeud 51	95	1,86	118,91	23,91
Noeud 52	100	1,52	131,34	31,34
Noeud 53	97	1,76	133,15	36,15
Noeud 54	97	1,28	137,05	40,05
Noeud 55	98	1,39	137,23	39,23
Noeud 56	97	2,24	131,65	34,65
Noeud 57	98	3,78	120,38	22,38
Noeud 58	97	2,46	119,38	22,38
Noeud 59	98	1,32	127,77	29,77
Noeud 60	97	2,54	128,27	31,27
Noeud 61	97	4,02	114,53	17,53
Noeud 62	94	2,8	113,3	19,3
Noeud 63	94	1,3	124,59	30,59
Noeud 64	94	2,79	117,27	23,27
Noeud 65	98	18,24	112,44	14,44
Noeud 66	92	2,13	108,47	16,47
Réservoir 67	163	1589,23	165	2

Interprétation des résultats

Après avoir réalisé la simulation du réseau de distribution de BOURKIKI les constatations suivantes ont été établies :

✓ Cas de pointe

Le réseau fonctionne bien avec des vitesses acceptables sachant que la vitesse doit être comprise entre 0.3 à 2 m/s

Les pressions sont bonnes dans tout le réseau avec des valeurs varient entre 33 et 51m

✓ Cas de pointe plus incendie

Le réseau fonctionne bien en ca de pointe plus incendie après l'ajoute de 17 l/s au nœud 65 avec des vitesses dans la limite admissible pour tous les tronçons.

Les pressions sont bonnes avec une valeur maximale 51 m de et une valeur minimale de 14 m.

Conclusion

Ce chapitre a eu pour but un dimensionnement du réseau projeté en visant le bon fonctionnement de ce dernier se traduisant par des pressions convenables aux nœuds et des vitesses acceptables de l'écoulement dans les conduites.

CHAPITRE VII

ETUDE DE SYSTEME D'ADDUCTION

Introduction

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source à son lieu de consommation. L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs.

VII.1.Classification générale des adductions

D'après leur fonctionnement, les canalisations d'amenée peuvent être classées comme suit :

- Adduction à écoulement gravitaire.
- Adduction à écoulement par refoulement.
- Adduction mixte.

VII.1.1.Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

VII.1.2.Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans la conduite de refoulement.

VII.1.3.Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

VII.2.Choix de matériaux de canalisation

Les matériaux utilisés pour la fabrication des canalisations sont variés de différents sensiblement les uns des autres dans leur nature, leur mode de fabrication leurs caractéristiques physiques, leur mode de pose et... leur prix. Les conduites les plus utilisées sont celles qui peuvent supporter des pressions importantes lors du transport d'eau.

VII.2.1. La fonte ductile

La fonte ductile a une meilleure résistance mécanique car elle est à graphite sphéroïdal (GS) ce qui élimine tout risque de propagation des fissures. Pour éviter la corrosion, elle est revêtue intérieurement de mortier de ciment et extérieurement de zinc métallique et de peinture bitumineuse. Lorsque que l'eau est très agressive, les revêtements sont renforcés. Les raccords entre tuyaux se font par emboîtement avec joint élastomère, tous les 6 à 8 m (selon le diamètre). La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions.

VII.2.2. L'acier

L'acier nécessite une protection cathodique contre la corrosion extérieure. L'assemblage, réalisé par soudure est plus cher que les raccords pratiqués sur la fonte mais assure une bonne étanchéité ainsi qu'une continuité de la résistance mécanique et de la flexibilité de la conduite sans point faible aux joints. L'absence de joint dans les grandes portions rectilignes permet une pose plus rapide que celle de la fonte. L'acier est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions.

VII.2.3. Le PVC

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont facile à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises.

VII.2.4. Le PE

Le polyéthylène se divise en deux classes selon le procédé de fabrication et les additifs utilisés le PE haute densité (PEhd) et le PE basse densité (PEbd), plus souple et moins cher. Les diamètres peuvent aller jusqu'à 2500 mm. Pour les petits diamètres, le PE peut s'enrouler en couronne sur des centaines de mètres ce qui permet de diminuer le nombre de raccords et donc le risque de fuites. Sa souplesse lui donne également une grande adaptabilité au sol et une grande résistance au choc mais peut en contrepartie entraîner des risques d'ovalisation pour les plus gros diamètres. Le PE est plus cher que le PVC et de l'ordre de grandeur de la fonte (hors pose).

Remarque

Dans notre cas, on va utiliser les conduites en fonte ductile, vue les avantages qu'elles présentent à savoir :

- ✓ Une longue vie (jusqu'à 140 années) : un matériau conservant des qualités constantes.
- ✓ Très grandes charges mécaniques admissibles (internes et externes) d'où une grande réserve de sécurité.
- ✓ Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement.
- ✓ Pose en tous milieux, rendue possible par les différents types d'épaisseur de paroi et de protection.
- ✓ Un ensemble homogène complet en fonte sphéroïdale.
- ✓ Un matériau anorganique recyclable, adapté à l'environnement.
- ✓ Le matériau ne diffusant pas, cela évite toute pollution des eaux transportées et de la nappe phréatique.
- ✓ Protection intérieure : ciment spécialement adapté à l'eau potable.

VII.3. Calcul hydraulique de l'adduction

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement c'est-à-dire qu'à partir d'une station de pompage où se fait la collecte de tous les débits de 5 forages, on refoule l'eau vers les réservoirs qui à son tour fait la distribution vers la ville de BOURKIKI.

VII.3.1. Partie refoulement

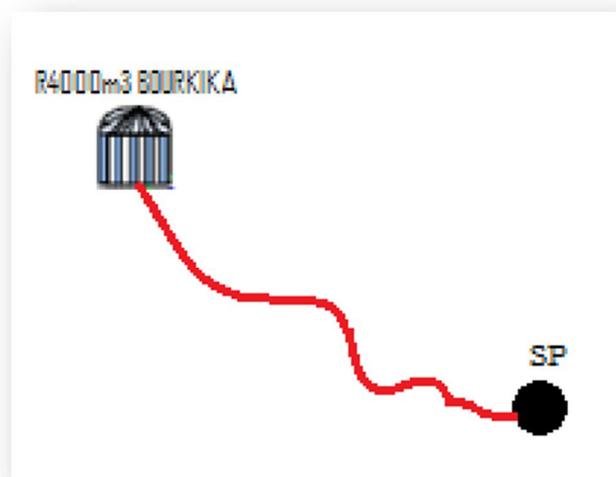


Figure VII.1 : Schéma d'adduction BOURKIKI.

VII.3.1.1. Diamètre économique de refoulement

Il est lié au frais d'amortissements et d'investissements de la conduite pour les petits projet.

$$1\text{-La formule de BONIN:} \quad \text{Dec} = \sqrt{Q_{\text{exp}}} \quad (\text{VII.1})$$

$$2\text{-La formule de BRESSE :} \quad \text{Dec} = 1,5\sqrt{Q_{\text{exp}}} \quad (\text{VII.2})$$

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{T * 3600}$$

Avec :

Dec: Diamètre économique de la conduite (m) ;

Q_{exp}: Débit d'exploitation m³/s.

Q_{max,j}: Débit max journalier (m³/j) de la ville de BOURKIKA , **Q_{max,j}=9244.742 m³/j**

T: la durée de fonctionnement de la station de pompage par jour. T=20h.

$$Q_{\text{exp}} = 0.128 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km).

VII.3.1.2. Etude technico-économique de l'adduction

Le calcul technico-économique est basé sur le calcul des paramètres suivants :

VII.3.1.2.1. La Hauteur Manométrique Totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$\text{HMT} = \text{Hg} + \Sigma \Delta \text{H} \dots \dots \dots (\text{VII.3})$$

Hg: Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m).

$\Sigma \Delta \text{H}$: somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires :

$$\Sigma \Delta H = 1,10 * \Delta H_l \dots \dots \dots (VII-4)$$

ΔH_l : Pertes de charge linéaires (m).

VII.3.1.2.2. Puissance absorbée par la pompe

$$P = \frac{\rho g * H_{mt} * Q}{\eta} \dots \dots \dots (VII.5)$$

Avec:

P : puissance absorbée par la pompe (KW) ;

g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;

H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

η : rendement de la station de pompage (65÷90)% dans notre cas on prend 75%.

ρ : la masse volumique de l'eau (1000 kg/m³).

VII.3.1.2.3. Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et du temps (heures) de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \dots \dots \dots (VII.6)$$

Avec:

E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;

P : puissance de pompage (KW) ;

t : temps de pompage par jour (h), dans notre cas t=20h.

VII.3.1.2.4. Le frais d'exploitation

Les frais d'exploitation en (DA) sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E \times e \dots \dots \dots (VII.7)$$

Avec :

F_{ex}: Frais d'exploitation (DA).

E: énergie consommée par la pompe en (Kwh).

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ (e=4,2DA).

VII.3.1.2.5.L'investissement amorti

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_{rc} * A \dots\dots\dots (VII.8)$$

Avec :

P_{rc}: prix de la conduite en (DA) ;

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots (VII.9)$$

Avec :

A : Frais d'amortissement (%) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 24 ans.

A.N :
$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{24} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,095 \Rightarrow A = 9.5(\%).$$

VII.3.1.3.Calcul de la hauteur manométrique totale

La conduite de refoulement véhiculera un débit de 128 l/s sur une longueur totale de 7200 ml

VII.3.1.3.1.Vitesse d'écoulement

Elle sera donnée par la relation de continuité suivante :

$$V = \frac{4*Q}{\pi D^2} \dots\dots\dots (VII.10)$$

V : vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre intérieur de la conduite (m) ;

Nous veillerons toujours à ce que la vitesse d'écoulement de l'eau dans le tronçon est comprise entre 0.5m/s et 2.5 m/s.

$$0,5 \leq V \leq 2,5 \text{ m/s}$$

VII.3.1.3.2.Perte de charge

Il existe une grande variété de formule de pertes de charges, plus ou moins empiriques. La formule de Colebrook a l'avantage d'être rationnelle et de plus, applicable à tous les fluides. Son seul inconvénient est son expression mathématique compliquée.

C'est pourquoi, nous avons opté pour la formule de Nikuradze.

✓ Les pertes de charge linéaires

Les pertes de charge linéaires sont données par la formule universelle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_{lin} = L \times j = \lambda \times \frac{L \times V^2}{D \times 2g} \dots\dots\dots(VII.11)$$

Avec :

L : longueur de la conduite de refoulement en (m).

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

ΔH_{lin} : Pertes de charge linéaires en (m).

j : gradient hydraulique en (m/m).

D : diamètre de la conduite de refoulement en (m).

λ : coefficient de frottement.

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

➤ **Formule de NIKURADZE**

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \times \text{Ln} \frac{\epsilon}{D}\right)^{-2} \dots\dots\dots \text{(VII.12)}$$

Avec :

λ: Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement.

ε: Rugosité de la conduite (mm).

D: Diamètre de la conduite en mètre (m).

➤ **Formule COLEBROOK**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \text{Log} \left(\frac{\epsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,52}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots \text{(VII.13)}$$

Avec :

λ: Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement.

ε: Rugosité de la conduite.

D: Diamètre de la conduite en mètre (m).

Re: Nombre de Reynolds.

Remarque :

Pour des raisons économiques on utilise la fonte (la rugosité de la fonte est de 0.02mm).

Le **λ** sera calculé par la formule de Nikuradzé. Une fois le coefficient de perte de charge **λ** déterminé, celui-ci est injecté dans la formule de Darcy pour avoir la perte de charge unitaire **j**

VII.3.1.3.3. Nombre de Reynolds

Ce nombre sans dimension, caractérise la nature de l'écoulement de l'eau dans la conduite. Il est donné par la relation suivante :

$$\text{Re} = \frac{v \times D}{\nu} \dots\dots\dots \text{(VII.14)}$$

Avec :

ν : Viscosité cinématique de l'eau, prise égale à **ν=1,031×10⁻⁶ m²/s** à une température de 10°C.

V: Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s).

D: Diamètre de la conduite en mètre (m).

- Le régime d'écoulement est dit laminaire lorsque $Re < 2400$.
- Le régime d'écoulement est dit turbulent lorsque $Re > 2400$.
- Lorsque Re est voisin de 2400, le régime est instable et oscille entre le laminaire et le turbulent.

Tableau VII.1. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour chaque diamètre.

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	$\Delta H_f(m)$	$\Delta H_T(m)$	Hg (m)	HMT(m)
200	7200	4,08	790772,6714	0,03082	939,593	1033,553	190,03	1223,583
250	7200	2,61	632618,1371	0,02884	288,145	316,960	190,03	506,990
300	7200	1,81	527181,7809	0,02736	109,870	120,857	190,03	310,887
350	7200	1,33	451870,0979	0,02620	48,675	53,542	190,03	243,572
400	7200	1,02	395386,3357	0,02525	24,063	26,469	190,03	216,499
450	7200	0,81	351454,5206	0,02446	12,933	14,227	190,03	204,257
500	7200	0,65	316309,0686	0,02378	7,425	8,168	190,03	198,198

Tableau VII.2. Calcul des frais d'exploitation.

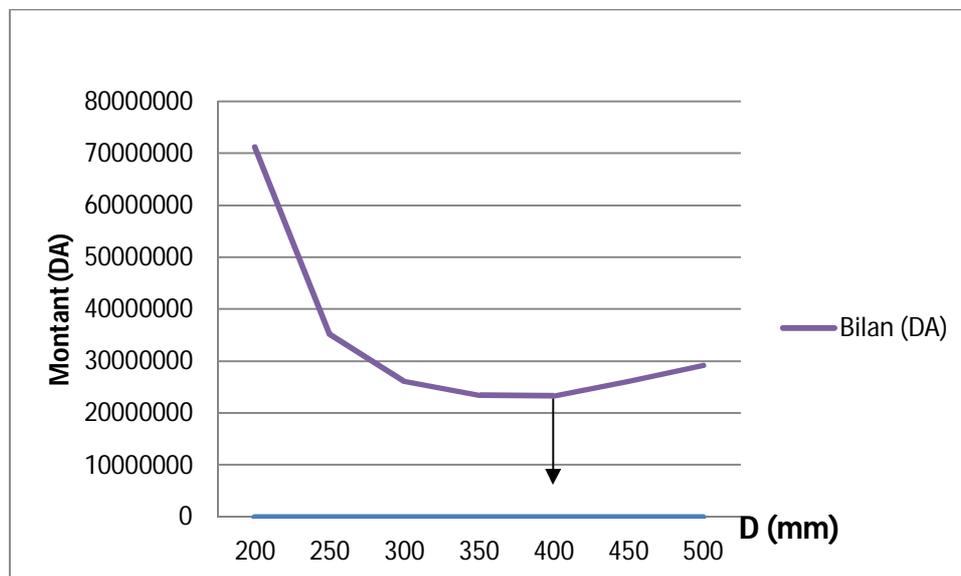
D (mm)	HMT(m)	P_{abs} (kw)	E (kwh)	F_{exp} (DA)
200	1223,583	2048,5708	14954566,86	62809180,8
250	506,990	848,822176	6196401,886	26024887,92
300	310,887	520,499343	3799645,205	15958509,86
350	243,572	407,79822	2976927,009	12503093,44
400	216,499	362,471372	2646041,017	11113372,27
450	204,257	341,974803	2496416,061	10484947,46
500	198,198	331,830378	2422361,76	10173919,39

Tableau VII.3: Calcul des frais d'investissement amorti

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{in am} (DA)
200	12336,05	7200	8437858,2
250	13521,23	7200	9248521,32
300	14910,06	7200	10198481,04
350	15982,11	7200	10931763,24
400	17885,15	7200	12233442,6
450	22831,78	7200	15616937,52
500	27777,32	7200	18999686,88

Tableau VII.4 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.

D (mm)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
200	62809180,8	8437858,2	71247039
250	26024887,92	9248521,32	35273409,24
300	15958509,86	10198481,04	26156990,9
350	12503093,44	10931763,24	23434856,68
400	11113372,27	12233442,6	23346814,87
450	10484947,46	15616937,52	26101884,98
500	10173919,39	18999686,88	29173606,27

**Figure VII.2:** le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement.

Le diamètre choisi est le DN 400 mm (diamètre économique) vue le cout d'exploitation et d'amortissement relativement bas par rapport les autres. La vitesse d'écoulement est de 1.02 m/s qui est une valeur adéquate pour une adduction par refoulement.

VII.4. Etude De Pompage

VII.4.1. Critère Choix Du Type De Pompe

Dans notre étude les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

- NPSH requis minimal.
- nombre de pompes minimal

VII.4.2. Couplage Des Pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- En série
- En parallèle

On opte pour

- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

VII.4.3. Choix Du Nombre De Pompes

Les critères de notre choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale ;
- Nombre d'étages minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

VII.4.4. Etude de refoulement : station de pompage « réservoir R4000 m³ »

VII.4.4.1. Les caractéristiques de la conduite de refoulement (SP -R)

- Q =128 l/s.
- L = 7200 m.
- Hmt = 216.499 m.
- D = 400 mm.

La pompe choisit est de type **immergée semi-axiale** avec un débit de 128 l/s et HMT de 216.499 m.

VII.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

VII.5.1.Coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier, dans ce projet on propose comme moyen de protection des installations de pompage, le réservoir d'air.

VII.5.2.Calcul du volume du réservoir d'air par la méthode de Vibert

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Abstraction des pertes de charge dans les conduites.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

VII.5.3.Dimensionnement de réservoir d'air (anti bélier)

La célérité de l'onde élastique est en fonction du fluide écoulé et des caractéristiques de la conduite et du sol.

Dans le cas d'une conduite en fonte :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} (m/s) \dots\dots\dots \text{VII.15}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite de refoulement (m).

e : épaisseur du tuyau de la conduite (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation. K= 1 pour la fonte.

Donc :

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 * \frac{400}{6.4}}} \Rightarrow c = 940.51 \text{ m/s.}$$

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z₀, Z_{min} et Z_{max}.

Z₀ : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

Z_{min} : pression absolue relative à la dépression.

Z_{max} : pression absolue relative à la surpression.

L'expression donnant U₀ est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \dots\dots\dots \text{VII.16}$$

Avec :

U₀ : volume de l'air en m³.

V₀ : Vitesse d'écoulement m/s.

L : longueur de la conduite en m.

S : section de la conduite en m.

La charge tenant compte du coup de bélier

$$Z = Hg + \frac{cV_0}{g} \dots\dots\dots \text{VII.17}$$

La charge statique absolue

$$Z_0 = Hg + 10$$

La charge maximale absolue

$$Z_{max} = Hg + \frac{cV_0}{g} + 10$$

Utilisons l'abaque de **VIBERT**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right.$$

$$U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{min}}$$

U_{max} : Volume du réservoir d'air.

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau VII.5 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Station de pompage	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	fonte	400	0.126	1.02	7200	190.03

Les résultats trouvés pour le calcul de volume du réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6 : Capacité de réservoir d'air.

Station de pompage	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V normalisé (l)
SP	200.03	297.81	1.02	9.81	0.053	$2.65 * 10^{-4}$	$3.4 * 10^{-3}$	0.67	3.08	4.59	5000

Conclusion

Pour la partie adduction nous avons une conduite en fonte ductile sur une longueur de refoulement de 7200 m avec un diamètre de 400 mm .Le pompage pourra être assuré par une pompe immergée semi-axiale avec un débit de 128 l/s et HMT de 216.499 m. Le volume normalisé de réservoir d'air est de 5 m3.

.

.

CHAPITRE VIII

EQUIPEMENTS DU RESEAU

Introduction :

Pour assurer le bon fonctionnement hydraulique d'un réseau de distribution, il est nécessairement utile de l'équiper en composant associé, par installation, montage, liaison ou mise en œuvre pour son exploitation.

VIII.1. Les conduites sous pression :**VIII.1.1. Les conduites en plastique :****VIII.1.1.1. Les conduites PVC :**

L'utilisation des conduites en polychlorure de vinyle (PVC) s'est largement répandue. Elles sont constituées de plastique rigidifié par extrusion à haute température. Elles sont très sensibles aux chocs qui les rompent, aux charges trop lourdes qui les ovalisent ou les écrasent, enfin à l'insolation qui leur fait perdre leur résistance aux pressions (intérieure et ou extérieure). Malgré une facilité de maniement, leur manutention et leur pose doivent être bien soignée. Les épaisseurs varient en fonction de la pression nominale. Les diamètres extérieurs varient de 20 mm à 315 mm. L'assemblage se fait par joint automatique rapide ou par collage. Elles résistent mal à l'écrasement au cours de leur vieillissement.

VIII.1.1.2. Conduite PEHD :

Les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) sont des conduites flexibles dont l'usage s'est répandu pour les petits diamètres, notamment les branchements. Elles ont pratiquement les mêmes caractéristiques que les conduites PVC. Leur conditionnement se fait en rouleaux de 25, 50 ou 100 m. L'assemblage est fait par emboutissage. A diamètre égal, la conduite posée revient plus chère que le PVC. Elles concurrencent aujourd'hui la fonte pour des diamètres inférieurs à 450 mm.

VIII.1.1.2. Les conduites en béton armé :

Ce sont des conduites à âme d'acier sur lequel est projeté et vibré un béton hydraulique très fortement dosé et qui est étanche par lui-même. L'inconvénient majeur est que ces conduites sont attaquables par l'agressivité de l'eau. Elles sont de plus en plus abandonnées pour des raisons de santé publique particulièrement à cause des effets cancérigènes des poussières au cours de leur fabrication.

VIII.1.1.3. Les conduites en acier :

Généralement utilisées dans les stations de pompage, les conduites en acier reviennent à nouveau dans les adductions parce qu'elles reçoivent de meilleures protections contre l'agressivité de l'eau et des sols.

VIII.1.1.4. Les conduites en fonte ductile :

La fonte est un acier doux composé de fer contenant 2.2 à 4% de carbone. Il y a deux types de fonte :

- ✓ La fonte grise ou le carbone se présente sous forme de graphite lamellaire. Les lamelles sont des points de faiblesse de la fonte grise. Sous l'effet d'un effort concentré anormal, elle amorce des fissures.
- ✓ La fonte ductile ou fonte à graphite sphéroïdal, qui a pratiquement remplacé la fonte grise dans tous ses emplois, a trois qualités supplémentaires remarquables :
 - résistance à la traction et aux chocs ;
 - élongation importante
 - limite élastique

Son revêtement intérieur est à base de ciment centrifugé.

L'assemblage des conduites en fonte ductile se fait de trois manières :

- joint mécanique ou joint express standard verrouillé ou autobuté ;
- joint à brides ;
- joint élastomère ou joint automatique standard ou à bride emboîtement.

VIII.2. choix des conduites

Les conduites sous pression sont les éléments essentiels au transport et à la distribution de l'eau. Une conduite est désignée par trois éléments :

- la nature
- le diamètre nominal : DN
- la pression de service admissible ou pression nominale : PN

Le diamètre nominal ainsi que la pression nominale sont donnés par le fabricant. Le choix de la nature d'une conduite se fait en fonction de trois critères :

- ✓ les caractéristiques physico-chimiques de l'eau transportée : l'eau agressive peut réagir avec certains éléments constitutifs des conduites, créer des points de faiblesse

en dissolvant les produits de la réaction : C'est le cas des conduites en acier, fonte ou béton.

- ✓ la nature des terrains traversés : Les effets mécaniques (terrain en mouvement) peuvent produire des ruptures de conduites ; certains sols particulièrement agressifs auront des effets sur les canalisations ;
- ✓ la fonction de la conduite dans le système AEP : Les exigences de qualité et de robustesse se mesurent par rapport à sa vulnérabilité et sa fiabilité : conduite d'adduction, conduites de réseau de distribution primaire, secondaire, tertiaire ou branchement.

Les conduites, une fois posées, doivent subir des essais de pressions afin de tester la capacité des assemblages à limiter les fuites, inévitables même sur un réseau neuf, dans des proportions acceptables. Les protocoles d'essais de pression sont fixés en fonction de la qualité et du diamètre des conduites.

VII.3. La robinetterie :(1)

VIII.3.1.Les robinets-vannes : ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvre lente, pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue par une rotation de 90° de la partie tronconique. Généralement ce robinet-vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture si celui-ci se trouve entre deux biefs (amont sous pression, aval vide). Ils sont installés dans le réseau au niveau des ventouses, des robinets de vidange où au niveau des nœuds. Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau (petit diamètre) au niveau des branchements ($\varnothing < 100$ mm), sont à quart de tour.

VIII.3.2.les vannes-papillons : ce sont des vannes à survitesse. C'est une vanne déséquilibré se fermant sous la pression d'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge .Pour la régulation ; la manœuvre de l'obturation est limitée à 60°, car au de là le gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente un maximum vers 80° ; ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

- ✓ **Les vannes d'isolement** : Elles sont utilisées pour l'isolement de certains tronçons qu'on veut inspecter ou entretenir.
- ✓ **Les vannes à clapet de non-retour** : Ces vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. On les installe à la jonction de deux paliers de pression ou sur la conduite de refoulement des pompes et sur les conduites où sont installés les compteurs d'eau.

- ✓ **Les vannes de réduction de pression** : Elles permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée.
- ✓ **Les vannes d'altitude** : Elles sont placées à l'entrée d'un réservoir élevé, lorsque l'eau atteint son niveau maximum dans ce réservoir, La vanne se ferme sous l'effet de la pression de l'eau et évite que le réservoir déborde.

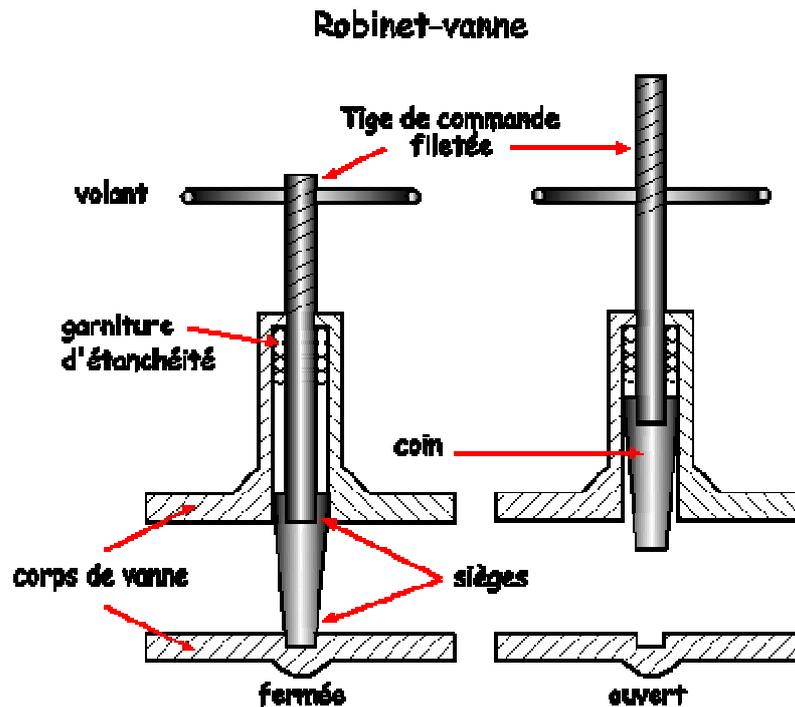


Figure VIII.1 : Robinet vanne



Figure VIII.2 : Vanne papillon

VIII.4. Les ventouses :

On trouve dans le commerce deux types d'appareils :

- ventouse simple : assure le dégazage des conduites à haute pression.
- ventouse a deux orifices réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibrée. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment de remplissage, soit en cours de fonctionnement.



Figure VIII.3 : Ventouse

VIII.5. Les clapets d'air :

Il existe deux types de clapets :

- Clapets à simple effet (entrée d'air uniquement). Ce clapet ne peut s'ouvrir que sous l'effet d'une dépression dans la conduite. Il est monté en dérivation sur une tubulure en col de cygne.
- Clapets à double effets : entrée et sortie d'air à basse pression se présente sous une forme plus proche de la ventouse : enceinte comportant un flotteur venant obturer un orifice.



Figure VIII.4 : Clapet anti retour

VIII.6. Les poteaux d'incendie :(4)

Les bouches d'incendie ou poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum de 17 l/s avec une pression de 10 m (1bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.



Figure VIII.5 : Bouche d'incendie

VIII.7. Les entrées de service ou branchement :

On utilise des conduites d'au moins 20 mm qu'on raccorde à la conduite de distribution à l'aide d'un robinet de prise. On aménage un col de cygne sur l'entrée de service pour éviter que celui-ci se brise lors du mouvement du terrain. Ce col de cygne peut être situé soit dans un plan vertical ou horizontal.

VII.8. Les régulateurs des pressions :

- ✓ **Régulateurs de pression aval :** Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne quel que soit le débit de la pression

amont. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contre balancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids. Leur étanchéité à débit nul nécessite une surpression par rapport à la pression de réglage de 1 à 2bars. En eau chargée, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement. Les régulateurs de pressions aval sont généralement utilisés pour limiter des pressions dans les canalisations présentant une pente importante. Cela peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites.

- ✓ **Régulateur de pression amont :** Ce sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.

VIII.9. Les organes de mesure :

- ✓ **Mesure de débit :**

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme.
- Le venturi.
- La tuyère.



Figure VIII.6: Diaphragme

- ✓ **Mesure de pression :**

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles ;
- manomètres à soufflet.



Figure VIII.7 : Manomètre

VIII.10. Le comptage :

La mesure des volumes a une très grande importance dans la gestion optimale des systèmes AEP. Elle est si importante qu'elle fait l'objet de plan (plan de comptage, plan de gestion parc de compteurs).

La qualité de la mesure d'un compteur dépend du type et de sa classe métrologique. Trois types de compteurs sont couramment utilisés :

- les compteurs mécaniques : compteurs de vitesses à hélices et les compteurs volumétriques ;
- les compteurs électromagnétiques qui ont l'avantage de pouvoir être bidirectionnels
- les débitmètres à ultrason : débitmètre avec report d'index à distance, qui par intégration des courbes permettent de mesurer un volume.

Les compteurs sont choisis en fonction de cinq critères.

- la qualité de l'eau (physico-chimie, température);
- l'étendue de la mesure.
- la pression de service.
- la précision souhaitée.
- les conditions de pose.
- l'indépendance vis-à-vis des sources d'énergie.



Figure VIII.8 : Compteur

VIII.11. La lutte contre la surpression et la dépression :

Les appareils de lutte contre la surpression ou la dépression excessive dans les conduites sont de deux types. Les soupapes de décharge de type mécanique, qui s'ouvrent sous l'effet de la pression sur un ressort. Elles sont capables uniquement d'évacuer instantanément un débit important d'eau afin d'abaisser la pression dans une conduite. Les réservoirs ami-bélier utilisent l'air comprimé pour protéger les conduites contre les surpressions et les dépressions. Ce sont des accumulateurs hydropneumatiques qui utilisent la compressibilité relative de l'air par rapport à l'eau pour amortir les coups de bélier des régimes transitoires.



Figure VIII.9 : Soupape de décharge

VIII.12. Les vidange :

Les vidanges sont placées aux points bas du réseau pour assurer la purge des conduites en cas d'entretien du réseau.

Conclusion

Les équipements sont indispensables dans un réseau d'alimentation en eau potable car on vient de constater les rôles que jouent ses différents équipements au niveau d'un réseau. Certains pour protéger les canalisations par contre d'autres chasse l'air de la conduite en cas d'écoulement ou font rentrer l'air dans la conduite en cas de vidange (cas des ventouses).

CHAPITRE IX

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser les projets dans des délais courts et à moindre coût. Elle consiste aussi à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Pour notre projet on doit faire une projection du réseau de distribution de la ville de BOURKIKI.

IX.1. Travaux concernant le réseau de distribution :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place du réseau de distribution sont :

IX.1.1. Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

IX.1.2. Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires du réseau comme les vannes, ils sont conçus en béton armé.

IX.1.3. Pose de lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10 cm dans notre cas.

IX.1.4. Pose des conduites :

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose de la canalisation.

IX.1.5. Remblayage des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

IX.1.6. Nivellement et compactage :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

IX.2. Calcul des volumes des travaux du réseau de distribution :

IX.2.1. Calcul du volume de déblai :

Selon la largeur de godet de la pelle choisie, les volumes excavés pour chaque type de diamètre seront :

$$Vd = b \times Htr \times L \dots \dots \dots (IX.1)$$

- **La profondeur (Htr) :(3)**

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

$$Htr = d + h + hs$$

Htr : profondeur de la tranchée (m).

d : diamètre de la conduite (m).

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

On prend : h=1 m.

hs : épaisseur de lit de sable.

On prend : hs=0.1 m.

$$Htr = 1 + 0.1 + d$$

Donc

$$Htr = 1.1 + d \text{ (m)} \dots \dots \dots (IX.2)$$

• **Largeur de la tranchée :**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = d + 0.6 \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(IX.3)}$$

b : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m).

Le tableau suivant donne le volume de déblai :

Tableau IX.1. Calcul du volume des déblais :

Diamètre (m)	Longueur (m)	Htr = 1.1+d (m)	b = d+0.6	V déblai (m3)
0,315	3634,2	1,415	0,915	4705,290
0,25	5210,8	1,35	0,85	5979,393
0,2	4621,8	1,3	0,8	4806,672
0,16	5957,1	1,26	0,76	5704,519
0,125	1932,3	1,225	0,725	1716,124
0,11	7061,7	1,21	0,71	6066,706
0,09	6428,1	1,19	0,69	5278,113
0,075	15099,6	1,175	0,675	11975,870
0,063	12395,8	1,163	0,663	9558,017
Total				55790,704

IX.2.2. Calcul du volume de lit de sable :

La conduite doit être posée sur un lit de sable de 10 cm d'épaisseur :

$$Vl = b \times e \times L \dots\dots\dots \text{(IX.4)}$$

Vl : volume du lit de sable (m3).

b : largeur de la tranchée.

L : épaisseur du lit de sable, e = 10 cm.

Les résultats de calcul de volume du lit de sable figurent dans le tableau IX.2.

Tableau IX.2 : Calcul du volume de lit de sable.

Diamètre (m)	Longueur (m)	e (m)	b= d+0.6 (m)	Vl (m3)
0,315	3634,2	0,1	0,915	332,5293
0,25	5210,8	0,1	0,85	442,918
0,2	4621,8	0,1	0,8	369,744
0,16	5957,1	0,1	0,76	452,7396
0,125	1932,3	0,1	0,725	140,09175
0,11	7061,7	0,1	0,71	501,3807
0,09	6428,1	0,1	0,69	443,5389
0,075	15099,6	0,1	0,675	1019,223
0,063	12395,8	0,1	0,663	821,84154
Total				4524,00679

IX.2.3. Calcul du volume des conduites :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$Sc = \frac{\pi \times d^2}{4} \dots\dots\dots(IX.5)$$

Sc : section de la conduite (m2).

d : diamètre de la conduite (m).

$$Vc = Sc \times L \dots\dots\dots(IX.6)$$

Vc : volume da la conduite (m3).

L : longueur de la tranchée.

Les résultats de calcul du volume de ma conduite figurent dans la tableau IX.3 :

Tableau IX.3 : Calcul du volume des conduites.

Diamètre (m)	Sc (m2)	L (m)	Vc (m3)
0,315	0,07789163	3634,2	283,073744
0,25	0,0490625	5210,8	255,654875
0,2	0,0314	4621,8	145,12452
0,16	0,020096	5957,1	119,713882
0,125	0,01226563	1932,3	23,7008672
0,11	0,0094985	7061,7	67,0755575
0,09	0,0063585	6428,1	40,8730739
0,075	0,00441563	15099,6	66,6741713
0,063	0,00311567	12395,8	38,6211602
Total			1040,51185

IX.2.4. Calcul du volume des remblais compactés :

Le volume de remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_l - V_c \dots \dots \dots (IX.7)$$

V_r : volume de remblai.

V_d : volume du déblai (volume excavé).

V_c : volume occupé par la conduite.

V_l : volume du lit de sable.

Les résultats de calcul du volume des remblais figurent dans le tableau IX.4.

Tableau IX.4. Calcul du volume de remblai.

Vd (m3)	Vl (m3)	V(m3)	Vr (m3)
55790,704	4524,00679	1040,51185	50226,186

IX.3. Devis estimatif du projet :

Le tableau ci-dessous représente les estimations des coûts de projet :

Tableau IX.5 : Devis estimatif du projet.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
1- déblai en terrain Limon argileux	M3	55790,704	200	11158140,8
2- lit de sable	M3	4524,00679	1500	6786010,19
3- remblaiement de la tranche	M3	50226,186	170	8538451,55
4- fourniture transport et pose des conduites				
315	ML	3634,2	4093,57	14876852,1
250		5210,8	2590	13495972
200		4621,8	1650,84	7629852,31
160		5957,1	1142,25	6804497,48
125		1932,3	680,13	1314215,2
110		7061,7	540,5	3816848,85
90		6428,1	359,09	2308266,43
75		15099,6	300,5	4537429,8
63		12395,8	209,68	2599151,34
Somme				
TVA 17%				9755124,536
Total				67138210,04

Remarque :

Les prix unitaires sont donnés dans l'annexe V.

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de calculer le devis estimatif d'un réseau d'alimentation en eau potable, on a abouti à un cout estimatif de soixante-sept millions cent trente-huit mille deux cent dix dinars.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

En conclusion générale de ce modeste travail dont l'objectif est l'étude de diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de BOURKIKA, nous avons pu faire des constats sur l'état des différents ouvrages existants et proposer les recommandations nécessaires.

Afin d'assurer le débit d'environ 577.796 m³/h estimé pour l'horizon 2040, nous avons commencé par un diagnostic physique de l'état actuel de réseau existant qui a révélé un état acceptable pour les forages et le réservoir par contre un état dégradé de la tuyauterie de distribution. Le diagnostic hydraulique en utilisant le logiciel EPANET a permis de constater un dysfonctionnement hydraulique considérable avec des vitesses atteignant 0.02 m/s et des pressions négatives.

Pour remédier à ces problèmes nous avons projeté un nouveau réseau en PEHD satisfaisant le cas le plus défavorable pour un débit de pointe plus incendie avec des pressions admissibles variant entre 1 et 5 bars et des vitesses acceptables variant entre 0.3 et 2 m/s. Les diamètres de la tuyauterie varient de 63 à 315 mm.

Pour mettre à terme la réalisation de notre projet nous faisons un enchaînement de travaux sur chantier nécessitant des engins appropriés et une main d'œuvre qualifiée. Le coût total est ainsi estimé à soixante-sept millions cent trente-huit mille deux cent dix dinars.

Bibliographie

- (1) : **Boualem SALAH** : Alimentation en eau potable des agglomérations, ENSH, Septembre 2014.
- (2) : **DUPONT.A** : Edition Eyrolles Paris 1988Hydraulique urbaine Tome I et II.
- (3) : **E .IVANOV** Organisation et la construction d'un système du projet de distribution de l'eau, ENSH 1985.
- (4) : **Montaletang M**, Recueil des équipements et caractéristiques techniques des points d'eau incendie du département de la Vendée 2011, disponible sur :www.sdis85.com.
- (5) : **RAMAROJAONA B**, Régulation de pression sur le réseau d'eau potable de la communauté d'agglomération d'EVRY centre Essonne. Mastère Spécialisé Eau Potable et Assainissement France, Octobre 2009.

Mémoires de fin d'étude :

- **Hamza AYADI** : Diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de SIDI AICH (W.BEJAIA), ENSH 2009.
- **M^{ed} Amine Nassim SEMMAR** : Réhabilitation de la partie sud du réseau d'AEP de la ville de BATNA

ANNEXE

Annexe (I)

Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	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	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.70	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.76	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Source : polycop de M.SALAH

Annexe II

Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.

تیپکس

Conception du réseau en PEhd

Tableau de pertes de charge $K=0,015$ mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white

D=75 mm S=4,6 mm Di=66 mm			D=90 mm S=5,4 mm Di=79,2 mm			D=110 mm S=6,6 mm Di=96,8 mm			D=125 mm S=7,4 mm Di=110,2 mm		
Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)
0.20	0.68	0.92	0.20	0.98	0.73	0.20	1.47	0.58	0.20	1.91	0.47
0.30	1.03	1.75	0.30	1.48	1.50	0.30	2.21	1.13	0.30	2.86	0.93
0.40	1.37	3.19	0.40	1.97	2.51	0.40	2.94	1.97	0.40	3.81	1.61
0.50	1.71	4.51	0.50	2.46	3.47	0.50	3.68	2.87	0.50	4.77	2.45
0.60	2.05	6.03	0.60	2.95	4.87	0.60	4.41	3.92	0.60	5.72	3.24
0.70	2.39	8.37	0.70	3.45	6.49	0.70	5.15	5.30	0.70	6.67	4.35
0.80	2.74	10.35	0.80	3.94	8.32	0.80	5.88	6.66	0.80	7.63	5.62
0.90	3.08	13.28	0.90	4.43	10.35	0.90	6.62	8.39	0.90	8.58	7.04
1.00	3.42	15.71	1.00	4.92	12.80	1.00	7.36	10.05	1.00	9.53	8.44
1.10	3.76	18.32	1.10	5.42	15.02	1.10	8.09	11.85	1.10	10.49	10.13
1.20	4.10	22.08	1.20	5.91	17.65	1.20	8.83	14.08	1.20	11.44	11.77
1.30	4.45	25.12	1.30	6.40	20.48	1.30	9.56	16.17	1.30	12.39	13.53
1.40	4.79	29.46	1.40	6.89	23.51	1.40	10.30	18.73	1.40	13.35	15.62
1.50	5.13	32.92	1.50	7.39	26.07	1.50	11.03	21.11	1.50	14.30	17.62
1.60	5.47	36.56	1.60	7.88	29.45	1.60	11.77	23.62	1.60	15.25	19.97
1.70	5.81	41.69	1.70	8.37	33.02	1.70	12.50	26.62	1.70	16.21	22.20
1.80	6.16	45.75	1.80	8.86	36.78	1.80	13.24	29.46	1.80	17.16	24.82
1.90	6.50	51.44	1.90	9.36	40.73	1.90	13.98	32.82	1.90	18.11	27.29
2.00	6.84	55.91	2.00	9.85	44.87	2.00	14.71	35.91	2.00	19.07	30.17
2.10	7.18	60.56	2.10	10.34	49.20	2.10	15.45	39.12	2.10	20.02	32.87
2.20	7.52	67.03	2.20	10.83	53.00	2.20	16.18	42.95	2.20	20.97	36.00
2.30	7.86	72.09	2.30	11.33	57.20	2.30	16.92	46.44	2.30	21.93	38.94
2.40	8.21	79.10	2.40	11.82	58.43	2.40	17.65	50.59	2.40	22.88	42.33
2.50	8.55	84.56	2.50	12.31	63.32	2.50	18.39	54.36	2.50	23.83	45.85
2.60	8.89	90.20	2.60	12.80	67.37	2.60	19.12	58.25	2.60	24.79	49.14
2.70	9.23	97.98	2.70	13.29	72.60	2.70	19.86	62.86	2.70	25.74	52.92
2.80	9.57	104.03	2.80	13.79	78.02	2.80	20.60	67.04	2.80	26.69	56.44
2.90	9.92	112.36	2.90	14.28	83.63	2.90	21.33	71.96	2.90	27.65	60.06
3.00	10.26	118.78	3.00	14.77	89.42	3.00	22.07	76.41	3.00	28.60	64.21

Annexe III

Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.



Tableau de pertes de charge $K=0,015$ mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white

D=160 mm S=9,5 mm Di=141 mm			D=200 mm S=11,9 mm Di=176,2 mm			D=250 mm S=14,8 mm Di=220,4 mm			D=315 mm S=18,7 mm Di=277,6 mm		
Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)
0.20	3.12	0.34	0.20	4.87	0.27	0.20	7.63	0.20	0.20	12.10	0.15
0.30	4.68	0.72	0.30	7.31	0.54	0.30	11.44	0.42	0.30	18.15	0.31
0.40	6.24	1.18	0.40	9.75	0.92	0.40	15.25	0.70	0.40	24.20	0.53
0.50	7.80	1.79	0.50	12.19	1.37	0.50	19.07	1.04	0.50	30.25	0.78
0.60	9.36	2.51	0.60	14.62	1.89	0.60	22.88	1.45	0.60	36.30	1.10
0.70	10.92	3.28	0.70	17.06	2.52	0.70	26.69	1.92	0.70	42.35	1.45
0.80	12.49	4.20	0.80	19.50	3.20	0.80	30.51	2.46	0.80	48.39	1.85
0.90	14.05	5.16	0.90	21.93	3.99	0.90	34.32	3.04	0.90	54.44	2.30
1.00	15.61	6.29	1.00	24.37	4.82	1.00	38.13	3.69	1.00	60.49	2.79
1.10	17.17	7.52	1.10	26.81	5.73	1.10	41.95	4.39	1.10	66.54	3.32
1.20	18.73	8.77	1.20	29.25	6.71	1.20	45.76	5.15	1.20	72.59	3.90
1.30	20.29	10.19	1.30	31.68	7.80	1.30	49.57	5.98	1.30	78.64	4.52
1.40	21.85	11.62	1.40	34.12	8.97	1.40	53.39	6.85	1.40	84.69	5.18
1.50	23.41	13.24	1.50	36.56	10.16	1.50	57.20	7.78	1.50	90.74	5.89
1.60	24.97	14.96	1.60	38.99	11.42	1.60	61.01	8.76	1.60	96.79	6.63
1.70	26.53	16.66	1.70	41.43	12.82	1.70	64.82	9.80	1.70	102.84	7.42
1.80	28.09	18.57	1.80	43.87	14.22	1.80	68.64	10.92	1.80	108.89	8.26
1.90	29.65	20.45	1.90	46.31	15.75	1.90	72.45	12.06	1.90	114.94	9.12
2.00	31.21	22.55	2.00	48.74	17.31	2.00	76.26	13.26	2.00	120.99	10.04
2.10	32.77	24.74	2.10	51.18	18.93	2.10	80.08	14.52	2.10	127.04	10.99
2.20	34.33	26.89	2.20	53.62	20.68	2.20	83.89	15.82	2.20	133.09	12.00
2.30	35.90	29.27	2.30	56.05	22.44	2.30	87.70	17.22	2.30	139.14	13.03
2.40	37.46	31.59	2.40	58.49	24.34	2.40	91.52	18.64	2.40	145.18	14.11
2.50	39.02	34.16	2.50	60.93	26.23	2.50	95.33	20.11	2.50	151.23	15.23
2.60	40.58	26.82	2.60	63.37	28.20	2.60	99.14	21.63	2.60	157.28	16.40
2.70	42.14	39.40	2.70	65.80	30.31	2.70	102.96	23.21	2.70	163.33	17.59
2.80	43.70	42.25	2.80	68.24	32.41	2.80	106.77	24.88	2.80	169.38	18.84
2.90	45.26	45.01	2.90	70.68	34.67	2.90	110.58	26.56	2.90	175.43	20.11
3.00	46.82	48.04	3.00	73.11	36.91	3.00	114.40	28.30	3.00	181.48	21.45

Annexe IV

Les prix des conduites en fonte ductile d'après entreprise **KOUG.C.**

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
60	2464.36
80	3422.31
100	6682.31
125	7836.22
150	8534.23
200	10323.10
250	11542.36
300	12336.05
350	13521.23
400	14910.06
450	15982.11
500	17885.15
600	22831.78
700	27777.32
800	31722.86
900	35668.40
1000	39613.94

Remarque: les prix mentionnés ci-dessus sont les prix **de vente et de pose** des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.

Annexe (V)

Tube PEHD eau potable PN10 :

TUBES PEHD : PN 10					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513000	Ø20		28,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2,5	38,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2,5	55,48	64,91	PE80
P3513010	Ø40	3	94,1	98,48	PE80
P3513013	Ø50	3,7	138,26	158,28	PE80
P3513016	Ø63	4,7	209,68	245,34	PE80
P3513019	Ø75	5,6	300,5	351,59	PE80
P3513023	Ø90	5,4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6,6	540,5	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7,4	680,13	772,36	PE100
P3513031	Ø160	9,5	1142,25	1336,43	PE100
P3513033	Ø200	11,9	1650,84	1931,48	PE100
P3513035	Ø250	14,8	2590	3036,15	PE100
P3513041	Ø315	18,7	4093,57	4789,47	PE100
P3513038	Ø400	23,7	6098,74	7837,53	PE100
P3513049	Ø500	29,7	10152,51	11878,44	PE100
P3513048	Ø630	37,7	15733,76	18411,38	PE100

Annexe (VI)

Caractéristiques des conduites de réseau de distribution.

N°	Tronçon	Diamètre (mm)	Matériau	Etat
1	1-2	150	Amiante-ciment	Très ancien
2	1-9	300	Amiante-ciment	Ancien
3	3-5	63	PVC	En état dégradé
4	5-7	63	PVC	En état dégradé
5	7-2	63	PVC	En état dégradé
6	29-24	90	PVC	En état dégradé
7	26-28	63	PVC	En mauvais état
8	28-30	63	PVC	En mauvais état
9	30-31	63	PVC	Dégradée
10	13-15	63	PVC	En mauvais état
11	15-17	63	PVC	En mauvais état
12	17-10	63	PVC	En état dégradé
13	20-22	63	PVC	En état dégradé
14	35-37	63	PVC	En mauvais état
15	37-42	63	PVC	En état dégradé
16	39-41	63	PVC	En état dégradé
17	41-43	63	PVC	En état dégradé

Annexe (VI) : Caractéristiques des conduites de réseau de distribution.

N°	Tronçon	Diamètre (mm)	Matériau	Etat
18	48-49	100	PEHD	En état dégradé
19	3-4	63	PVC	Ancien
20	5-6	63	PVC	Très ancien
21	7-8	63	PVC	En état mauvais
22	9-10	63	PVC	Ancien
23	10-11	90	PVC	Ancien
24	11-12	90	PVC	En état dégradé
25	12-2	150	Amiante-ciment	Ancien et dégradé
26	9-21	250	Amiante-ciment	En état dégradé
27	21-22	63	PVC	En état dégradé
28	22-10	90	PVC	En état dégradé
29	13-14	63	PVC	En état dégradé
30	15-16	63	PVC	En mauvais état
31	17-18	63	PVC	En mauvais état
32	19-20	63	PVC	Dégradée
33	22-31	63	PVC	En mauvais état
34	12-31	150	Amiante-ciment	En mauvais état
35	23-24	90	PVC	En état dégradé
36	25-26	63	PVC	En état dégradé
37	27-28	63	PVC	En mauvais état

Annexe (VI) : Caractéristiques des conduites de réseau de distribution.

N°	Tronçon	Diamètre (mm)	Matériau	Etat
38	29-30	63	PVC	En état dégradé
39	21-33	200	Amiante-ciment	En état dégradé
40	33-42	150	Amiante-ciment	En mauvais état
41	42-22	90	PVC	Dégradée
42	42-43	110	PEHD	En mauvais état
43	43-31	150	Amiante-ciment	En état moyen
44	34-35	63	PVC	En mauvais état
45	36-37	63	Amiante-ciment	Etat dégradé
46	38-39	63	PVC	Etat dégradé
47	40-41	63	Amiante-ciment	Etat dégradé
48	32-33	100	Amiante-ciment	Etat dégradé
49	43-44	150	Amiante-ciment	Etat dégradé
50	44-45	200	Amiante-ciment	Etat dégradé
51	45-46	200	Amiante-ciment	Etat dégradé
52	32-47	100	Amiante-ciment	Etat dégradé
53	33-48	200	Amiante-ciment	Etat dégradé
54	50-49	110	PEHD	Etat dégradé
55	42-51	110	PEHD	Etat dégradé
56	43-52	100	Amiante-ciment	Etat dégradé

Annexe (VI) : Caractéristiques des conduites de réseau de distribution.

N°	Tronçon	Diamètre (mm)	Matériau	Etat
57	44-53	100	Amiante-ciment	Etat dégradé
58	46-57	63	PEHD	En mauvais état
59	47-48	100	Amiante-ciment	En état moyen
60	48-51	100	Amiante-ciment	En état moyen
61	51-52	100	Amiante-ciment	En état moyen
62	52-53	100	Amiante-ciment	En état moyen
63	53-55	63	PEHD	En mauvais état
64	55-57	63	PEHD	En mauvais état
65	55-56	63	PEHD	En mauvais état
66	47-64	100	Amiante-ciment	En mauvais état
67	48-58	200	Amiante-ciment	En mauvais état
68	52-62	100	Amiante-ciment	En mauvais état
69	53-54	100	Amiante-ciment	Etat dégradé
70	58-59	80	Amiante-ciment	Etat dégradé
71	58-65	200	Amiante-ciment	Etat dégradé
72	59-62	80	Amiante-ciment	Etat dégradé
73	62-63	80	Amiante-ciment	Etat dégradé

Annexe (VI) : Caractéristiques des conduites de réseau de distribution.

N°	Tronçon	Diamètre (mm)	Matériau	Etat
74	64-65	150	Amiantement	En état dégradé
75	65-66	100	Amiantement	En mauvais état
76	60-61	63	Amiantement	Vétuste
77	66-67	100	Amiantement	Vétuste
78	67-62	100	Amiantement	Vétuste
79	67-68	100	Amiantement	Vétuste
80	63-68	80	Amiantement	Vétuste
81	61-66	63	Amiantement	En état dégradé
82	57-78	150	Amiantement	En mauvais état
83	78-79	150	Amiantement	En mauvais état
84	64-70	100	Amiantement	En mauvais état
85	69-70	100	Amiantement	En mauvais état
86	70-71	100	Amiantement	En mauvais état
87	71-72	150	Amiantement	En mauvais état
88	72-73	150	Amiantement	En mauvais état
89	73-67	100	Amiantement	En mauvais état

Annexe (VI) : Caractéristiques des conduites de réseau de distribution.

N°	Tronçon	Diamètre (mm)	Matériau	Etat
90	74-75	150	Amiante-ciment	En mauvais état
91	75-76	80	Amiante-ciment	En mauvais état
92	75-77	180	Amiante-ciment	En mauvais état
93	77-79	150	Amiante-ciment	En mauvais état
94	65-71	200	Amiante-ciment	En état dégradé
95	66-72	63	Amiante-ciment	En état dégradé
96	68-77	100	Amiante-ciment	En état dégradé
97	67-73	100	Amiante-ciment	En état dégradé
98	69-80	100	Amiante-ciment	En état dégradé
99	80-81	63	PEHD	En état dégradé
100	71-83	150	Amiante-ciment	Vétuste
101	72-84	80	Amiante-ciment	Vétuste
102	73-85	100	Amiante-ciment	Vétuste
103	77-86	100	Amiante-ciment	Vétuste
104	81-82	100	Amiante-ciment	Vétuste
105	83-84	80	Amiante-ciment	Vétuste
106	84-85	110	PEHD	Vétuste
107	85-86	100	Amiante-ciment	Vétuste
108	82-89	90	PEHD	Vétuste

Annexe (VI) : Caractéristiques des conduites de réseau de distribution.

N°	Tronçon	Diamètre (mm)	Matériau	Etat
109	89-97	100	Amiante-ciment	En état moyen
110	83-101	150	Amiante-ciment	En état moyen
111	101-102	110	PEHD	Vétuste
112	101-98	150	Amiante-ciment	En état dégradé
113	97-98	150	Amiante-ciment	En mauvais état
114	97-96	100	Amiante-ciment	En état dégradé
115	98-99	150	Amiante-ciment	En état dégradé
116	99-100	150	Amiante-ciment	En mauvais état
117	100-95	150	Amiante-ciment	En mauvais état
118	99-94	100	Amiante-ciment	Vétuste
119	94-95	80	Amiante-ciment	En état dégradé
120	94-85	100	Amiante-ciment	Vétuste
121	90-91	80	Amiante-ciment	Vétuste
122	92-93	80	Amiante-ciment	Vétuste
123	87-88	80	Amiante-ciment	Vétuste
124	89-86	80	Amiante-ciment	En état dégradé
125	91-93	80	Amiante-ciment	En état dégradé
126	93-99	80	Amiante-ciment	En état dégradé

Annexe (VII)

Abaque de VIBERT :

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

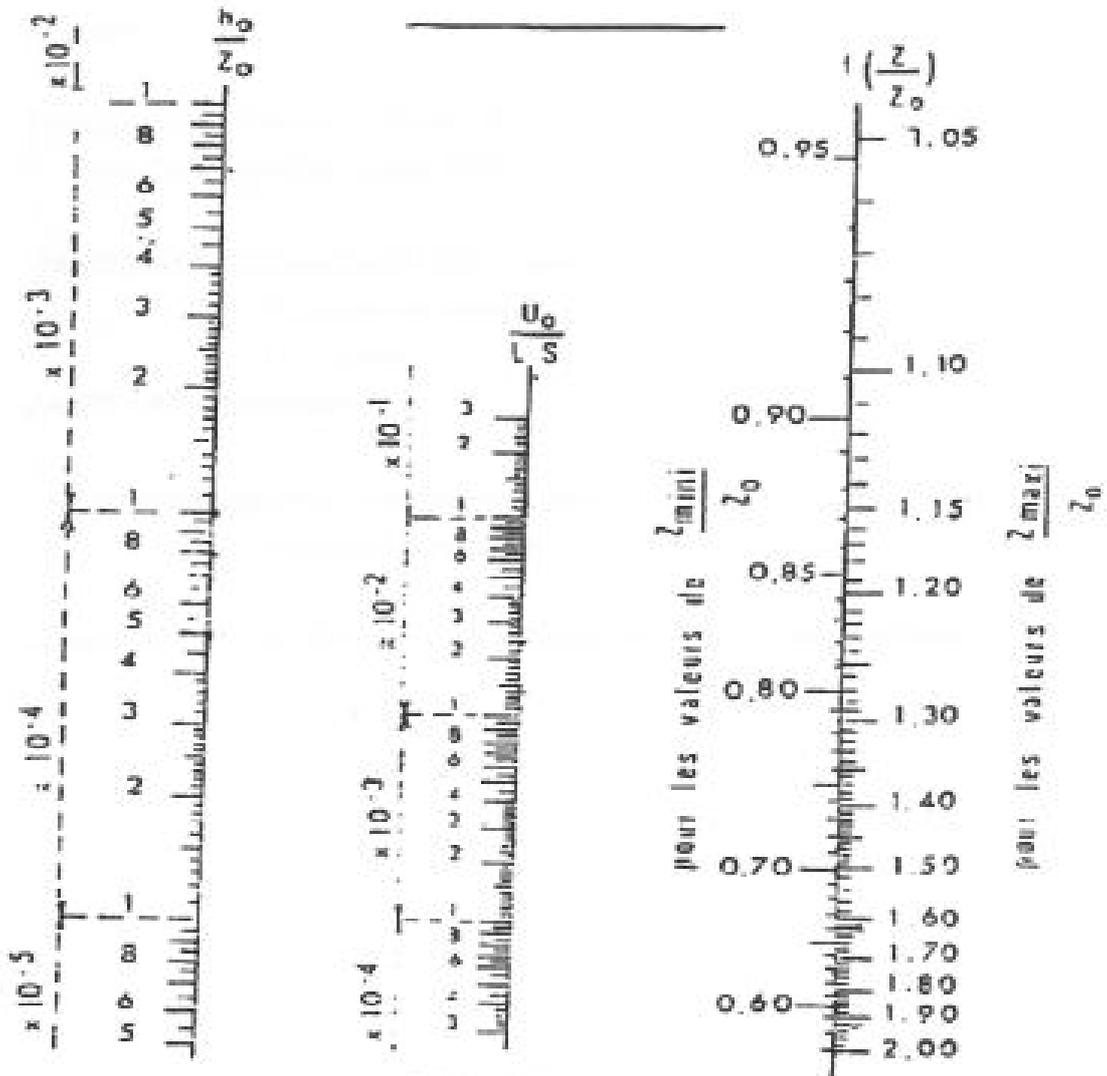


PLANCHE XXXVII

Abaque de VIBERT