

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 reseau d'alimentation en eau potable de la commune de Taourga (w. Boumerdes) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0007-17

APA Citation (APA توثيق):

Siouane, Hadjer (2017). Diagnostic et Réhabilitation du reseau d'alimentation en eau potable de la commune de Taourga (w. Boumerdes)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، 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.

REPUBLIQUEALGERIENNEDEMOCRATIQUEETPOPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENTSUPERIEURE ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALESUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUIAbdellah

DEPARTEMENTHYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIREDE FIN D'ETUDES

Pour l'obtentiondu diplôméd'Ingénieur d'Etat enHydraulique

Option : Alimentation en Eau Potable

THEME :

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
COMMUNE DE TAOURGA (W.BOUMERDES)**

Présentépar :

M^{lle}SIOUANE Hadjer

DEVANTLES MEMBRES DUJURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^r KHODJET-KESBA Omar	professeur	Président
M ^r DJELLAB Mohamed	M.C.A	Membre
M ^{me} BERBACHE Sabah	M.A.A	Membre
M ^{me} CHENITI Naoual	M.A.A	Membre
M ^r HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Promoteur

JUIN-2017

Remerciements

- *Tout d'abord, je remercie le bon **DIEU**, Notre créateur de m'avoir donné la force, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.*
- *J'adresse le grand remerciement à mon promoteur **Mr HACHEMI.AEK**, pour sa contribution, sa disponibilité et ses précieux conseils du début à la fin de ce travail.*
- *Je tiens également à remercier messieurs **les membres de jury** pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de siéger à ma soutenance, tout particulièrement :*
 - *Je vous remercie pour l'intérêt que vous avez porté à ce travail et pour vos précieux conseils et remarques.*
- *Enfin, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à :*
 - *L'ensemble des **enseignants** qui ont contribué à ma formation durant toutes ces années d'études,*
 - ***Ma grande famille** qui m'a toujours soutenue,*
 - ***Mr BOUKADA Mohamed** pour son aide, encouragement pour accomplir ce Travail,*
 - ***Mr CHADADI SAMIR**, ingénieur au niveau du bureau d'études **ETUDES HYDRAULIQUE ET ENVIRONNEMENT**, pour son soutien à l'élaboration de ce document,*
 - *Aux membres de l'administration de l'**ENSH**,*
 - *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail,*

Merci à tous

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- ***Ma Très Chère Mère LOUIZA ;***
- ***Mon Cher Père BAAZIZ ;***
- ***Mes Très Chers Frères Samir et Adlen ;***
- ***Mes Très Chères Sœurs Karima Nadjoua, et Chahrazed ;***
- ***Mes Neveux Fadi, Amir et Mohamed;***
- ***Mes copines Walida Benchagra, Zaouidi Sihemet Aouine Safa;***
- ***Mon Ami Zelmati Othmane ;***
- ***Tous Mes Proches Ami(e) et A Tous Ceux Qui Me Connaissent.***

TABLE DES MATIERES

Introduction général.....	1
----------------------------------	----------

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

I.1.Introduction	2
I.1.2. Aperçu historique sur la création de la commune TAOURGA	2
I.2. Présentation de la zone d'étude	2
I.2.1. Situation géographique	2
I.2.2. Topographiques	3
I.2.3.Géologie	3
I.2.4. Séismicité	4
I.2.5.Monographie et habitat.....	4
I.2.6.Le Climat.....	4
I.2.7.La pluviométrie.....	4
I.2.8.La Température	4
I.2.9. Les vents.....	5
I.2.10.Réseau infrastructurel	5
I.2.11. Situation hydraulique	5
I.3. Conclusion	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

II.1. Introduction	9
II.2. Estimation de la population	9
II.3. Evaluation des besoins en eau potable à l'état actuel (2017)	10
II.3.1. Consommation moyenne journalière	10
II.3.2 Besoins Des Equipements Publics actuels (2017)	11
II.4. Variation de la consommation journalière	14

TABLE DES MATIERES

II.4.1 Coefficient d'irrégularité	14
II.4.1.1. Coefficient D'irrégularité Maximum Journalier ($K_{max, j}$)	14
II.4.1.2. Coefficient D'irrégularité Minimum Journalier ($K_{min, j}$).....	14 à
II.4.2.Variation de la consommation journalière	15
II.4.2.1. Débit Maximum Journalier	15
II.4.2.2. Débit Minimum Journalier.....	15
II.4.3. Variation de la consommation horaire	15
II.4.3.1. Débit Moyen Horaire	15
II.4.3.2. Détermination Du Débit Maximum Horaire ($Q_{max,h}$).....	16
II.4.3.3. Détermination Du Débit Minimum Horaire ($Q_{min,h}$).....	17 à
II.5. Evaluation De La Consommation Horaire En Fonction Du Nombre D'habitant	18
II.6. Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2047	20
II.6.1 Détermination des débits de consommation	20
II.7: Bilan des ressources / besoins	23
II.8-Conclusion	23
Chapitre III :Diagnostic du système d'AEP existant	
III.1.Introduction	24
III.2. Diagnostic de la chaine de production :(CAPTAGE)	24
III.2.1 Forage F1	24 à
III.2.2-Forage F2 (En Arrêt).....	25
III.2.3-Forage F3.....	26 à
III.3 Le diagnostic des ouvrages de stockage	27
III.3.1 Bâche semi enterré700m ³ TAOURGA.....	27
III.3.4. Réservoir semi enterre 200m ³ TAOURGA.....	29
III.3.5 Réservoir semi enterre 100m ³ EL-DJEMAA	30
III.4 Diagnostic du réseau de distribution :.....	31
III.4.1Etat du réseau	31

TABLE DES MATIERES

III.4.2 les problèmes dans le réseau	38
III.4.3 Analyse du fonctionnement hydraulique du réseau d'AEP	39
III.4.4 Résultat de la simulation hydraulique de réseau actuel (l'horizon 2017).....	45
III.5 Conclusion	62

Chapitre IV : Etude des Réservoirs

IV.1 Définition	63
IV.2 Etude des réservoirs :.....	63
IV.2.2 choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs	63
IV.3 Prescriptions sanitaires	63
IV.4. Classification des réservoirs	64
IV.5. Equipements du réservoir :.....	64
IV.6. Calcul de la capacité des réservoirs	66
IV.7 Conclusion	67

Chapitre V : Projection de réseau d'AEP à l'horizon 2047

V.1-Introduction	68
V.2-Le réseau de distribution d'eau potable	68
V.2.1-Les types de réseau	68
V.2.2-Choix du type de réseau.....	69
V.2.3- Avantage du réseau maillé	69
V.2.4-Choix du matériau des conduites	69
V.3-Calcul hydraulique du réseau de distribution	70
V.3.1- Calcul des débits	70
V.3.2-Détermination des diamètres du réseau	73
V.3.3-Résultat de la simulation hydraulique de réseau à l'horizon 2047	73
V.4-Conclusion	80

TABLE DES MATIERES

Chapitre VI : Pose de canalisations et accessoires

VI.1.Introduction:.....	81
VI.2. Pose de canalisation	81
VI.2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	81
VI.2.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain	81
VI.2.3 Pose de canalisation en galerie	82
VI.2.4. Traversée d'une rivière	83
VI.3 Remblaiement	83
VI.4 les Accessoires	83
VI.4.1 Les robinets vanne	84
VI.4.2 Les vanne papillons	84
VI.4.3 Les ventouses	84
VI.4.4 Les Vidanges	84
VI.4.5 Les Vannes de régulation	84
VI.5 les clapets d'air	84
VI.5.1 Clapets à simple effet	85
VI.5.2 Clapet à double effets	85
VI.6 les poteaux d'incendie	85
VI.7 Les organes de mesure	85
VI.7.1 Mesure de débit	85
VI.7.2 Mesure de pression	85
VI.8.1 Les Tés	86
VI.8.4 Les joints	86
VI.8.3 Les cônes de réduction	86
VI.8.2 Les coude	86
VI.9 .Conclusion	86

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE VII :Protection et sécurité au travail

VII.1-Introduction	87
VII.2-Les besoins matériaux matériels et humaine	87
VII.2.1-Les besoins matériels	87
VII.2.2-Excavation des tranchées.....	88
VII.2.3-Les besoins humaines	89
VII.3-Equipements de protection individuelle	90
VII.4 La surveillance médicale	90
VII.5-Définition de l'Accident de travail et la maladie professionnelle	90
VII.5.1-L'Accident de travail.....	90
VII.5.2-La maladie professionnelle.....	91
VII.6-Les étapes de l'évaluation des risques.....	91
VII.7- l'analyse des actions et conditions dangereuses pendant l'organisation de la construction du système d'AEP	93
VII.8 Conditions dangereuses.....	94
VII.9 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	96
VII.9.1 Protection individuelle	96
VII.9.2 protection collective	96
VII.10 Conclusion	97
Conclusion générale.....	98

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tab.I.1 : Caractéristique de la ressource superficielle de TAOURGA	6
Tab.I.2 : Caractéristiques des forages:.....	6
Tab.I.3: Etat des forages.....	6
Tab.I.4:Détail de la distribution pour la ville de TAOURGA.....	7
Tab.I.5:Linéaire total du réseau de distribution.....	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tab.II.1 : Estimation de l'évolution de la population.....	10
Tab.II.2: Dotation en fonction de la population.....	11
Tab II.3: besoins moyens journaliers domestiques.	11
Tab.II.4: Évaluation des besoins administratifs.....	11
Tab.II.5 : Évaluation des besoins scolaires.....	12
Tab.II.6: Évaluation des besoins socioculturels et sportifs.....	12
Tab II.7 : Évaluation des besoins sanitaires.....	13
Tab.II.8: Évaluation des besoins commerciaux.....	13
Tab II.9:Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale	13
Tab.II.10: β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tab.II.11: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tab.II.12:Résultats de calculs des différents débits.....	17
Tab.II.13:Détermination du débit maximum horaire du chef-lieu de la ville de Taourga à l'état actuel.....	18
Tab II.14 : Les besoins en eau en 2047.....	20
Tab II.15: débit maximal et minimal horaire en 2047.....	21
Tab.II.16:Détermination du débit maximum horaire de la ville à l'horizon 2047.....	21
Tab.II.17: balance ressources/Besoins.....	23

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre III :Diagnostic du système d’AEP existant

Tab. III.1: calcul des débits routes et débits nodaux.....	39
Tab.III.2 : charges et pressions dans le réseau.....	45
Tab.III.3 : vitesses et pertes de charges dans le réseau existant.....	48
Tab.III.4 :l'état physique des conduites.....	54
Tab.III.5:Etat du réseau de distribution.....	55

Chapitre IV :Etude des réservoirs

Tab.IV.1 : Calcul de la capacité du réservoir de Taouarga à l’horizon 2047.....	66
---	----

Chapitre V : Projection de réseau d’AEP à l’horizon 2047

Tab.V.1 : calcul des débits routes et débits nodaux en cas de pointe.....	71
Tab. V.2 : charges et pressions dans le réseau cas de pointe.....	73
Tab .V.3 : vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe.....	74
Tab.V.2 : charges et pressions dans le réseau cas de pointe.....	77
Tab V.3 : vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe plus incendie.....	78

CHAPITRE VII : Protection et sécurité au travail

Tab.VII.1: les actions dangereuses.....	93
Tab VII.2 : Condition dangereuses.....	94

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : La situation géographique de la ville dans la carte de la wilaya. (Source : Wikipédia 2017).....	3
Figure I.2 : pourcentage selon la longueur des conduites.....	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Figure :II.1 :L'histogramme de consommation actuelle [2017].....	19
Figure :II.2 :L'histogramme de consommation actuelle (Courbe intégrale) [2017].....	20
Figure : II.3 : L'histogramme de consommation à l'horizon [2047].....	22
Figure :II.4 : L'histogramme de consommation (Courbe intégrale) [2047].....	22

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Figure III.1 :Chemin d'accès au forage F1.....	25
Figure III.2 : Equipements du forage F1.....	25
Figure III.3 :Chemin d'accès au forage F1	26
Figure III.4 : Réservoirs d'air.....	26
Figure III.5 :vue général de l'abri	27
Figure III.6 :raccordement électrique.....	27
Figure III.7 : Vue générale de la bâche.....	28
Figure III.8 : Chambre des vannes.....	28
Figure III.9 :état de lachambre des vannes.....	29
Figure III.10 : Conduites, Vannes.....	30
Figure III.11 : Echelle intérieur	30
Figure III.12 : Etat de la trappe.....	30
Figure. III.13 : Conduites, Vannes.....	31
Figure.III.14 : Chambre des vannes.....	32

LISTE DES FIGURES

Figure.III.15 : Etat de la trappe.....	32
Figure. III.16: Cité Evolutifs.....	32
Figure. III.17: Village El-djema.....	33
Figure. III.18: Cité 100 et 50 logt.....	34
Figure. III.19 : Regard de branchement de la cité 100 logements (plein des pierres).....	34
Figure. III.20: Agglomération EGHILE.....	35
Figure. III.21 : Lotissement B.....	35
Figure. III.22: Vanne sur le réseau 50 Fonte.....	36
Figure. III.23: lotissement A.....	36
Figure. III.24 : Centre-ville.....	37
Figure. III.25: Regard de branchement sur le réseau du centre-ville (Vannes 150mm et 80mm Fonte).....	37
Figure. III.26 : Village Ain Hadjadj.....	38
Figure. III.27 : Cité AFIR (sas).....	38

Chapitre VI : Pose de canalisations et accessoires

Figure VI.1 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	82
Figure VI.2 : Pose de canalisation en galerie.....	82
Figure VI.3 : Traversée d'une rivière.....	83

LISTE DES PLANCHES

- 1- **Planche N°1** : plan de masse et de réseau d'AEP existant de chef-lieu de la ville de TAOURG1 W. Boumerdes.
- 2- **Planche N°2** : Plan de masse avec réseau projeté de chef-lieu de la ville de TAOURGA W. Boumerdes.
- 3- **Planche N°3** : Profil en long du réseau de distribution de la ville de TAOURGA W. Boumerdes.
- 4- **Planche N°4** : les accessoires dans un réseau d'alimentation en eau potable.

Nomenclature

ADE : Algérienne des eaux.

APC : Assemblée populaire communale.

DRE : Direction des ressources en eaux.

AEP : Alimentation en eau potable.

PDAU : Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme.

PVC : Polyvinyle de chlorure.

PEHD : Polyéthylène haut densité.

ACL : Agglomération chef-lieu.

SPET : Station de production des eaux TAKSEBT

ملخص

إن العمل الذي قمنا به يهدف إلى كيفية إعادةتهيئة نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة تاورقة بولاية بومرداس بتقديم أولاً نظرة عامة على مختلف الينابيع المائية، شبكة التوزيع وكذلك مختلف منشآت التخزين للمنطقة وهذا ما سمح لنا تحديد النقاط الموجودة في هذه الشبكة وتقديم الحلول اللازمة لضمان السير الحسن لهاته الأخيرة.

هذه الدراسة مكنتنا من إعطاء بعض التعديلات والاقتراحات لتلبية حاجيات المستهلكين في الحالة الراهنة والحالة المستقبلية (أفاق الدراسة 2047).

Résumé

Notre travail consiste à faire une étude de réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la ville de Taourga wilaya de Boumerdes, en donnant en premier lieu un aperçu général sur la situation actuelle des différentes ressources hydrauliques, réseau et ouvrages de stockage ce qui va nous permettre de déterminer les défaillances de ces derniers et proposer des solutions pour avoir un bon fonctionnement du réseau.

Cette vérification nous permettra de donner un certain nombre de modifications qui ont pour but satisfaire les consommateurs jusqu'à l'horizon d'étude 2047.

Abstract

The work consist in studying the rehabilitation of the water supply system of drinking water of the town of Taourga(Boumerdes) by, at first, in giving, first of all, a general survey about the current situation of the different hydraulic resources works, later on, which allow us to determinate the problems of the system and propose suitable solutions to have a good fonctionnement of the network. This checking will enable us to give certain number s of modifications and recommendations to improve the drinking water supply of the supply of the city.

Introduction générale

Les réseaux d'alimentation en eau potable vieillissent avec le temps et commencent à présenter des anomalies dans leurs fonctionnements, les fuites dues aux faux branchements et à travers les accessoires, notamment, l'accroissement des pertes de charges qui occasionnent une chute de pressions dans le réseau de distribution et priver les habitants en eau.

Cette présente étude s'inscrit dans le cadre d'améliorer l'approvisionnement en eau potable dans la ville de TAOURGA W.Boumerdes. Nous avons arrivé à confirmer la nécessité d'une amélioration de la structure du réseau d'une part et une meilleure exploitation des ouvrages et leur équipement d'autre part, à partir d'une étude détaillée sur le système d'alimentation en eau potable.

Par ailleurs, nous préconisons d'alimenter entièrement la ville de TAOURGA suivant l'horizon d'étude 2047, à partir des ressources souterraines et superficielles existantes.

En définitive, l'étude que nous mènerons fera du principe de l'optimisation entre les données techniques et économiques.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

I.1.Introduction :

Dans ce chapitre on va décrire la situation de la zone d'étude et toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception de ce projet. Parmi ces facteurs, on cite : les données relatives à l'agglomération, les données hydrauliques propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site afin d'aborder au mieux notre étude concernant l'alimentation en eau potable de la ville.

I.1.2. Aperçu historique sur la création de la commune TAOURGA :

Ancien village colonial, l'agglomération de TAOURGA portait le nom d'Horace Vernier. Ce village fut créé sur un replat entre deux talwegs (Chaabat BOUHBACHOU et chaabat KHAROUBA). Il est question d'un site entouré de collines dont l'altitude moyenne est de 550m. Longtemps rattachée à la commune de BAGHLIA (commune mère), comme agglomération secondaire, TAOURGA a été érigée au rang de chef-lieu de commune lors du découpage administratif de 1984.

Son nouveau statut administratif lui a permis de bénéficier d'un plan d'urbanisme provisoire(PUP) en 1986.

I.2. Présentation de la zone d'étude : dans ce qui suit on va décrire la situation géographique, le climat, la sismicité, La pluviométrie

I.2.1. Situation géographique :

La commune de TAOURGA est située à l'extrême Est de la wilaya de BOUMERDES, elle s'étend sur une superficie de 27km², notre zone d'étude a pour coordonnées géographiques :

- **Latitude:**36° 47' 38" Nord

- **Longitude:** 3° 56' 47" Est

Limites administratives: La commune de TAOURGA est limitée par:

- La commune d'AFIR au nord.
- La commune de SIDI NAAMANE au sud.
- La commune de SIDI NAAMANE à l'est.
- La commune de BAGHLIA à l'ouest.

La figure suivante représente la situation géographique de la ville dans la carte de la wilaya.

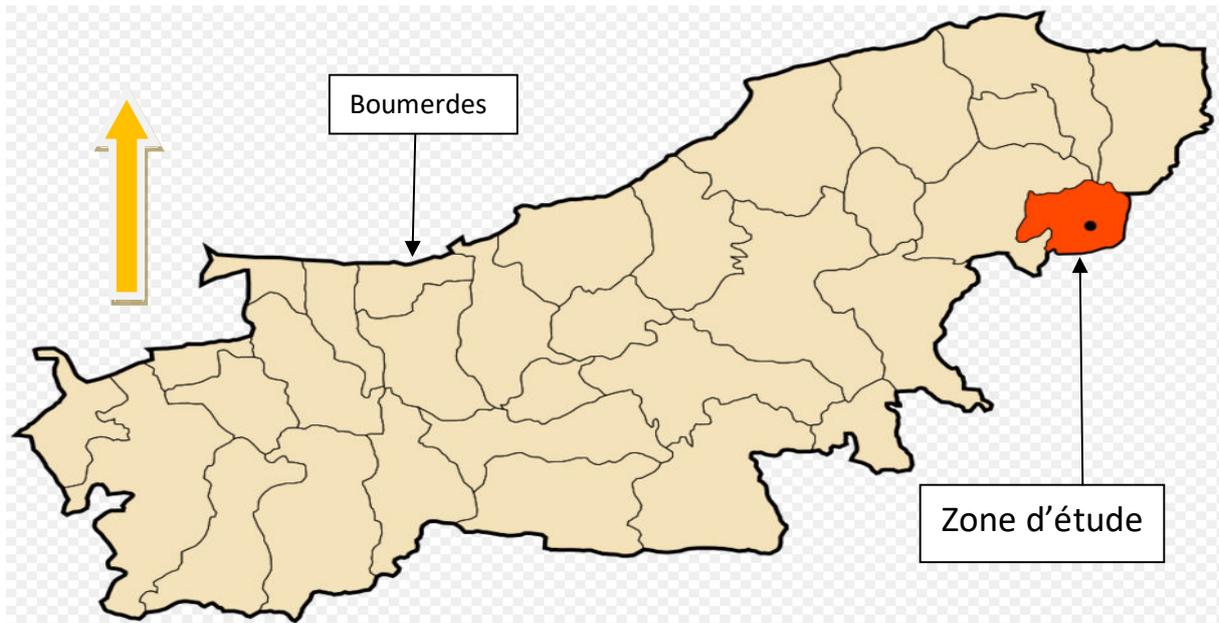


Figure I.1 : La situation géographique de la ville dans la carte de la wilaya. (Source : Wikipédia 2017)

I.2.2. Topographiques :

Une topographie de montagnes et collines Dans l'ensemble, on distingue deux grandes catégories de pentes:

La première catégorie comprise entre 12% et 25% est prépondérante et couvre en termes de superficie la partie Nord de la commune. Notons que cette partie du territoire de la commune est caractérisée par l'implantation humaine dans la mesure où elle représente le siège de l'agglomération chef-lieu de commune dont le site est un replat ainsi que l'agglomération secondaire Beni Attar et le hameau Ain Tinegrine.

La deuxième catégorie de pentes est supérieure à 25%. Elle est largement dominante dans la partie Sud de la commune. C'est une catégorie caractérisée par la densité du réseau hydrographique et des altitudes supérieures à 500 m, d'où les conditions difficiles d'accessibilité. Par conséquent, les voies de communication existantes sont matérialisées par des pistes. La forêt couvre largement cette partie du territoire de la commune.

I.2.3.Géologie :

Les formations géologiques dominantes dans le territoire de la commune sont les marnes, argiles et flysch. Il s'agit donc de roches tendres, soumises à l'érosion, à la faveur de la déclivité des terrains qu'elles constituent.

Ainsi, les éboulis et les glissements de terrains sont assez fréquents sur les couvertures d'argiles et de flysch.

Les terrains exposés aux phénomènes d'érosion sont localisés dans la partie Nord de la commune, sur la frange septentrionale. Les grès sont les roches dures présentes sur le territoire de la commune, particulièrement au Sud et au centre, Ces terrains sont recouvert par

une forêt (forêt de Mazer) dont la déclivité est supérieure à 25%. La formation marneuse se retrouve au niveau du chef-lieu de la commune et de l'agglomération secondaire de Beni Attar.

La formation argileuse aux environs d'AinTinegrine est affectée par une tectonique caractérisée par la présence de failles de direction Sud-ouest, Nord-est.

I.2.4. Séismicité :

Le nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée, liée aux mouvements de la plaque parasismique algérienne.

Le risque sismique dans la mesure où la commune est classée en zone II (à haut risque sismique). Les dispositions réglementaires régissant le domaine de la construction à l'exemple des règles de conception des ouvrages en béton armé, et des règles de conception et de calcul des maçonneries doivent être respectées.

I.2.5. Monographie et habitat:

Pour une superficie de 27 Km², la commune de Taourga comptait 3918 habitants au dernier recensement de 2008, elle se caractérise par un taux d'accroissement de l'ordre de 2,4% qui est relativement élevé.

I.2.6. Le Climat:

Le climat qui prévaut dans la commune de TAOURGA est un climat subhumide de type méditerranéen, avec un été chaud et sec et un hiver froid et humide.

Situé à 400m d'altitude, la proximité de la mer l'adoucit en période estivale.

I.2.7. La pluviométrie:

Le climat étant de type méditerranéen, les précipitations sont irrégulièrement réparties sur les douze mois de l'année. Les mois de décembre, novembre et février sont les mois les plus pluvieux, en revanche, le mois de juillet est le plus sec de l'année. Durant la période de pluviométrie, les précipitations peuvent atteindre 800mm/an (Carte pluviométrique de l'Algérie du Nord par l'agence Nationale des ressources Hydraulique ANRH).

I.2.8. La Température :

La moyenne annuelle des températures est de 18°C, Les températures les plus basses sont enregistrées durant le mois de décembre, janvier, février. L'amplitude thermique entre les différents mois et saisons n'est pas importante.

I.2.9. Les vents:

Les plus dominants sont de direction Ouest et Est. Les vents des autres directions sont d'une faible fréquence.

I.2.10. Réseau infrastructurel :Le réseau infrastructurel est constitué de :

1-Réseau routier :

Le réseau routier au niveau du territoire de la commune de TAOURGA est caractérisé par un bon maillage. Cependant, au vu de sa position excentrique par rapport à la wilaya de BOUMERDES et son relief de montagne, les routes sont sinueuses et d'un gabarit moyen, ne dépassant pas les 7m de largeur. Ainsi, la commune de TAOURGA est dépourvue de route nationale. Elle se limite à :

- Deux chemins de wilaya (CW 52, et CW 154), reliant respectivement à l'Est Taourga à BAGHLIA et au Nord TAOURGA à DELLYS. Ces derniers sont en bon état.

- Des chemins communaux moyennement entretenus et desservant les agglomérations

Secondaires et certains hameaux importants. Ils font la liaison entre le chef-lieu de Commune le chef-lieu de Daïra de BAGHLIA et ces centres de vie.

2-Transport et accessibilité :

On distingue deux types de transport des personnes au niveau de la commune de TAOURGA :

- Le transport scolaire.

- Le transport des voyageurs qui est assuré par le privé moyennant principalement des fourgons, faisant la navette entre TAOURGA et BAGHLIA.

3-Réseau énergétique :

La commune de TAOURGA est traversée par deux(02) lignes de moyenne tension qui assurent l'électrification de toutes les localités. En revanche, l'alimentation en gaz est encore assurée par le gaz butane en attendant l'aboutissement du projet de gaz de ville qui est en cours.

I.2.11. Situation hydraulique :

La commune de Taourga est alimentée par le captage et les eaux provenant de la SPET de TIZI OUZOU :

1- Eaux superficielles :

La Wilaya de BOUMERDES a enrichi ses potentialités en eaux potables, à partir du barrage de TAKSEBT. Ce dernier est situé à l'Est de la ville de TIZI OUZOU. Plusieurs agglomérations bénéficient des eaux régularisées par ce dernier et parmi-elle la commune de TAOURGA.

Actuellement le débit moyen journalier affecté à partir du SPET à la Bâche de reprise Dar-El-Beida (BR1) est égal à 55 l/s soit 4752 m³/j.

Tab.I.1 : Caractéristique de la ressource superficielle de TAOURGA :

Ressources	Production (m ³ /j)	Production (l/s)	Observation	Gestionnaire	Agglomérations desservie
SPET	4752	55	En service	ADE	TAOURGA

(Source :le bureau d'étude Etudes Hydraulique et Environnement (E.H.E))

2-Eaux souterraine :

La commune de TAOURGA, qui s'est approvisionnée en matière d'alimentation en eau à partir de la ressource souterraine depuis longtemps.

Le champ de captage de la chaîne d'AEP de BAGHLIA-TAOURGA est situé sur la rive droite d'oued SEBAOU.

Tab.I.2 : Caractéristiques des forages:

FORAGES	DEBIT (l/s)	OBSERVATION	GESTIONNAIRE	AGGLOERATION DESSERVIE
F01	42	En service	ADE	TAOURGA, TAZROUT et DAR-EL-BEIDA
F02	09	En arrêt		TAOURGA, TAZROUT et DAR-EL-BEIDA
F03	12	En service		DRA-EL-DJILLALI

(Source : le bureau d'étude Etudes Hydraulique et Environnement (E.H.E))

3-Bilan des ressources :

Tab.I.3: Etat des forages.

Ressources	production	production	observation	Agglomérations desservie
	(l/s)	(m ³ /j)		
SPET	55	4752	En service	TAOURGA, TAZROUT, DRA-EL-DJILLALI, DAR-EL-BEIDA
F01	42	3629	En service	
F02	09	778	En arrêt	
F03	12	1037	En service	
TOTAL	118	10195		

(Source : le bureau d'étude Etudes Hydraulique et Environnement (E.H.E))

4-Réseau de distribution de la commune de TAOURGA :

Actuellement, le réseau ne fonctionne pas à plein temps, mais suit un régime de coupure d'eau, ceci est dû essentiellement à l'indisponibilité d'une quantité d'eau suffisante pour alimenter toute la ville pendant 24 heures.

L'alimentation en eau potable de la ville de TAOURGA suit un régime de distribution de (1jour sur 2).

Tab.I.4: Détail de la distribution pour la ville de TAOURGA

Localité	Fréquence	Plage horaire	Gestio-naire	Nombre d'abonnés		compteurs	
				Au forfait	Au compteur	Fonction-nels	Défectu-eux
L'Agglomérati-on Chef-Lieu TAOURGA	1jour/ 2jours	entre 1/24 et 4/24	ADE	33	1046	1046	/

(Source : ADE)

Le tableau ci-dessous représente le classement des conduites selon leur nature

Tab.I.5: Linéaire total du réseau de distribution

Matériau	Longueur (m)	Longueur (%)	Etat
Réseau en Acier	3023	13	MAUVAISE
Réseau en Amiante Ciment	1415	6	MAUVAISE
Réseau en PEHD	17063	73	BON/ MAUVAISE
Réseau en PVC	1804	8	MAUVAISE
Total	23305	100	

(Source:DRE)

Pour mieux imaginer la structure du réseau de notre réseau nous avons bien voulu le structurer sous forme de camembert et cela en pourcentage selon le matériau.

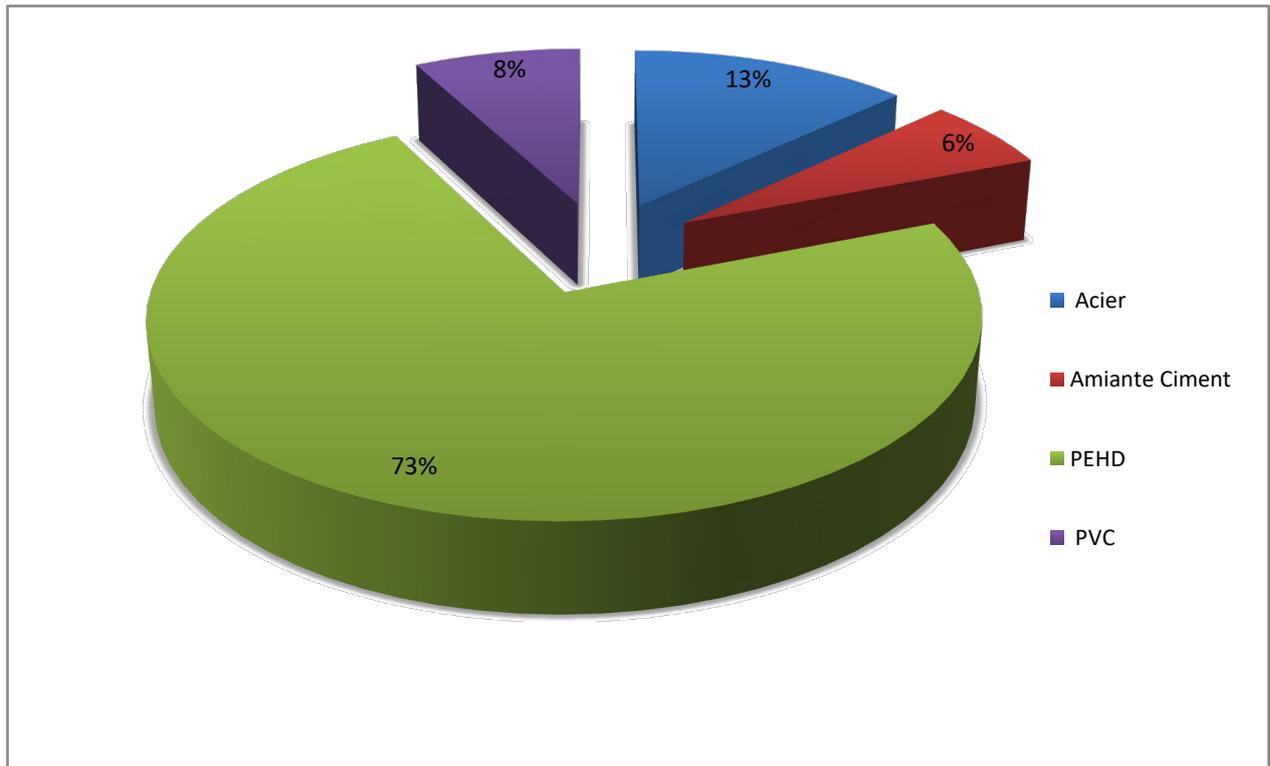


Figure I.2 : pourcentage selon la longueur des conduites

I.2.12. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait une présentation de la zone d'étude sur le plan topographique, démographique, et l'état actuel du réseau d'alimentation en eau potable, ces éléments vont nous servir dans les chapitres suivant.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau potable

II.1. Introduction :

L'estimation des besoins en eau potable d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs, essentiellement du nombre d'habitants qui évolue d'une année à une autre, d'où on calculera dans ce chapitre les différents besoins de notre agglomération pour l'an 2047.

II.2. Estimation de la population :

D'après la Direction Hydraulique de la Wilaya de Boumerdes, le taux d'accroissement de la population est de 2.4%, Selon RGPH 2008 la Populations au chef-lieu de Taourga est de 3918 habitants.

L'évolution démographique est basée sur les données du recensement RGPH 2008, et les programme de logements maintenue pour la réalisation.

En Algérie, il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui est donnée par la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \text{ [hab.]} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- P_n : population future prise à l'horizon quelconque (hab.).
- P_0 : 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.

-Dans notre cas, on prend :

-Un horizon de 30 ans soit l'an 2047.

-Un taux d'accroissement de 2.4%.

L'évolution de la population est donnée dans le **Tab.II.1**.

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

Horizons	RGPH	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2008	2017	2027	2037	2047
Taux d'accroissement (%)	-	2.4	2.4	2.4	2.4
Population (ACL) hab	3918	4851	6149	7795	9881

II.3. Evaluation des besoins en eau potable à l'état actuel (2017) :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme étant la quantité d'eau moyenne consommée par usager et par jour, Elle est en fonction de la situation économique, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes, de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, et des variations saisonnières atteignant un minimum en hiver et un maximum en été, résultant d'une consommation plus élevée au temps chaud.

II.3.1. Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre de consommateur, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{moy} = \text{Dot} \times N \quad [\text{m}^3/\text{j}] \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- Q_{moy} : Débit moyen journalier en m^3/j .
- Dot : dotation journalière en $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$.
- N : nombre de consommateurs (d'habitants).

II.3.1.1 Besoins domestiques :

C'est la consommation en eau de la population pour la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ... etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

La dotation moyenne par habitant et par jour se situe comme suit:

Tab.II.2: Dotation en fonction de la population.

Population	Dotation (l/j/hab)
Ville moins de 2'000 hab.	125
Ville de 2'000 à 20'000 hab.	150 à 200
Ville de 20'000 à 100'000 hab.	200 à 300
Ville plus de 100'000 hab.	300 à 350

Pour le cas de notre projet, le calcul des besoins domestiques à l'état actuel se fera à la base d'une dotation de **180 l/j/h**.

Tab II.3: besoins moyens journaliers domestiques.

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	Q moyj(m ³ /j)
2017	4851	180	873.18
2027	6149	180	1106.82
2037	7795	180	1403.1
2047	9881	180	1778.58

Remarque : la population au niveau de la ville de Taourga s'évolue d'une manière rapide est importante.

II.3.2 Besoins Des Equipements Publics actuels (2017) :

Ils englobent les différents services suivants (Scolaires, Administratifs, Sanitaires, Culturels, et Services publics...) et le choix de la dotation varié selon la catégorie.

Afin d'estimer les besoins d'équipements de la ville de Taourga, nous avons recensé les différents équipements existants et ceux qui seront projetés dans le cadre de l'étude de révision du PDAU de la commune de Taourga.

II.3.2.1 Besoins administratifs actuels (2017) :

Les besoins en eau des équipements administratifs sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.II.4: Évaluation des besoins administratifs.

Equipements	Unité	Capacité	Dotation l/j/unité	Qmoyj(m ³ /j)
Antenne APC	Employé	45	30	1.35
Antenne Poste	Employé	15	30	0.45
Caserne	Personne	150	50	7.5
Protection civile	Gendarme	50	100	5

Tab.II.4: Évaluation des besoins administratifs.

Gendarmerie	pompier	100	150	15
Garde communale	personne	50	150	7.5
TOTAL				36.8

II.3.2.2 Besoins scolaires actuels (2017) :

Les besoins des établissements scolaires sont donnés dans le tableau suivant :

Tab.II.5 : Évaluation des besoins scolaires.

Equipements	Capacité	Nbre	Dotation l/j/élève	Qmoyj(m3/j)
Eole primaire	1150	2	20	11.5
Lycée	550	1	20	5.5
CEM	895	1	20	8.95
CFPA	250	1	20	3.75
TOTAL				29.7

II.3.2.3 : Besoins socioculturel et sportifs actuels (2017) :

Les besoins socioculturel et sportifs sont présentés dans le tableau suivant :

Tab.II.6: Évaluation des besoins socioculturels et sportifs

Nature d'établissement	Unité	Capacité	Dotation l/j/unité	Qmoyj(m3/j)
Mosquée	fidèles	650	15	9.75
Bibliothèque	personnes	80	30	2.4
Parc communale	M ²	5100	10	51
Stade	vestiaire	850	20	17
Salle de sport	personne	30	60	1.8
Maison de jeune	M ²	950	10	9.5
TOTAL				91.45

II.3.2.4 : Besoins sanitaires actuels (2017) :

Les besoins de la catégorie sanitaire sont les suivants :

Tab II.7 : Évaluation des besoins sanitaires

Équipement	Quantité	Unité	Capacité unitaire	Dotation l/j/unité	Q moyj(m3/j)
Polyclinique	1	patient	200	30	6
Centre de soins	1	patient	100	30	3
TOTAL					9

II.3.2.5: Besoins commerciaux actuels (2017) :

Les besoins des commerces sont les suivants :

Tab.II.8: Évaluation des besoins commerciaux.

Équipement	Quantité	Unité	Capacité	Dotation l/j/unité	Q moyj(m3/j)
Café	2	client	85	10	1.7
Douche	2	Douche	70	25	3.5
Station d'essence	1	unité	/	1000	1
Marché	1	M ²	500	5	2.5
TOTAL					8.7

II.3.2.6 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne :

Après l'étude des besoins, nous allons résumer les besoins dans le tableau suivant :

Tableau II.9: Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Type de besoins	Consommations moyenne Qmoyj (m3/j)
Domestique	873.18
Sanitaires	9

Tableau II.9: Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Scolaires	29.7
Commerciaux	8.7
Socioculturels et sportifs	91.45
Administratifs	36.8
TOTAL	1048.83

II.4. Variation de la consommation journalière :

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où elle est minimale.

II.4.1 Coefficient d'irrégularité :

II.4.1.1. Coefficient D'irrégularité Maximum Journalier ($K_{max,j}$) :

Le coefficient d'irrégularité maximum journalier est le rapport entre la consommation maximale et la consommation moyenne dans la journée, il nous indique de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation, il tient compte des pertes d'eau dans le réseau et les gaspillages.

On note :
$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad (II.3)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière en (m^3/j) .
- $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière en (m^3/j) .

Il varie entre 1,1 et 1,3.et consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau
Dans notre étude on prend : $K_{max,j} = 1,2$

II.4.1.2. Coefficient D'irrégularité Minimum Journalier ($K_{min,j}$):

Le coefficient d'irrégularité minimum journalier est le rapport entre la consommation minimale et la consommation moyenne dans la journée, il nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation.

On note :
$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad (II.4)$$

Avec :

- $Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière en (m^3/j) .

- $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière en (m^3/j) .

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation avec $K_{min,j}$ varie entre **0,7** et **0,9**.

Dans notre étude on prend : $K_{min,j} = 0,8$.

II.4.2. Variation de la consommation journalière :

II.4.2.1. Débit Maximum Journalier :

Correspond au débit relatif au jour de la plus grande consommation pendant l'année et il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction.

Il est donné par :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} [m^3/j] \quad (II.5)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en (m^3/j).
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en (m^3/j).
- $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière.

Le calcul de débit maximum journalier est représenté dans le **Tab.II.12**:

II.4.2.2. Débit Minimum Journalier:

C'est le débit d'une journée où la consommation est minimal pendant une année. il est donné par la formule suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} [m^3/j] \quad (II.6)$$

Avec :

- $Q_{min,j}$: débit minimum journalier en (m^3/j).
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en (m^3/j).
- $K_{min,j}$: coefficient d'irrégularité minimale journalière =0,8 .

II.4.3. Variation de la consommation horaire :

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre. Tandis que la somme de ces volumes d'eau horaires nous donne la consommation maximale journalière. Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

II.4.3.1. Débit Moyen Horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \quad [m^3/h] \quad (II.7)$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en (m^3/h).
- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en (m^3/j).

II.4.3.2. Détermination Du Débit Maximum Horaire ($Q_{max,h}$):

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} [m^3/h] \quad (II.8)$$

Avec :

- $Q_{max,h}$: Débit maximum horaire en (m^3/h).
- $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en (m^3/h).
- $K_{max,h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire.

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée,

Il est déterminé par la formule suivante:

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.9)$$

Avec :

- α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail,

Varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend : $\alpha_{max} = 1,30$

- β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II-5 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tab.II.10: β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

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

Puisque on a un nombre d'habitants égale à **4851** habitants alors : $\beta_{max} = 1,443$

D'où la valeur de $K_{max,h}$ sera $\Rightarrow K_{max,h} = 1,876$

II.1.3.3. Détermination Du Débit Minimum Horaire ($Q_{\min,h}$):

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \times Q_{\text{moy},h} [\text{m}^3/\text{h}] \text{ (II.10)}$$

Avec :

- $Q_{\min,h}$: Débit minimum horaire en (m^3/h).
- $Q_{\text{moy},h}$: Débit moyen horaire en (m^3/h).
- $K_{\min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire.

Il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \text{ (II.11)}$$

Avec :

- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail,

Varie de **0,4 à 0,6**.

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0,5$

- β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population,

Le tableau ci-dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tab.II.11: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	1000000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Puisque on a un nombre d'habitants égale à **4851** habitants alors : $\beta_{\min} = 0,229$

D'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera $\Rightarrow K_{\min,h} = 0,115$

Le tableau présenté ci-après nous donne la récapitulation de calcul des différents débits.

Tab.II.12: Résultats de calculs des différents débits ($Q_{\text{moy},h}$, $Q_{\min,h}$, $Q_{\max,h}$) à l'état actuel :

Paramètres	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\max,j}$ j	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	$Q_{\text{moy},h}$ (m^3/h)	$K_{\min,h}$ h	$Q_{\min,h}$ (m^3/h)	$Q_{\min,h}$ (l/s)	$K_{\max,h}$ h	$Q_{\max,h}$ (m^3/h)	$Q_{\max,h}$ (l/s)
valeurs	1048.83	1.2	1050.57	43.77	0.115	5.033	1.398	1.876	82.11 2	22.809

II.5. Evaluation De La Consommation Horaire En Fonction Du Nombre D'habitant :

La consommation horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière, elle est faible à certaines heures et très importante à d'autres.

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur le tableau qui donne les variations horaires de la consommation totale dans divers centres d'agglomération.

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants en utilisant le tableau de la variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants de l'annexe 1:

Tab.II.13: Détermination du débit maximum horaire du chef-lieu de la ville de Taourga à l'état actuel 2017.

Heures	Agglomérations		Cumul	
	Ch (%)	Q (m3/h)	Ch (%)	Qh (m3/h)
0 - 1	1	10.51	1	10,51
1 - 2	1	10.51	2	21,01
2 - 3	1	10.51	3	31,52
3 - 4	1	10.51	4	42,02
4 - 5	2	21.02	6	63,03
5 - 6	3	31.53	9	94,55
6 - 7	5	52.55	14	147, 08
7 - 8	6,5	68.32	20,5	215,37
8 - 9	6,5	68.32	27	283,65
9 - 10	5,5	57.81	32,5	341,44
10 - 11	4,5	47.30	37	388,71
11 - 12	5,5	57.81	42,5	446,49
12 - 13	7	73.57	49,5	520,03
13 - 14	7	73.57	56,5	593,57
14 - 15	5,5	57.81	62	651,35
15 - 16	4,5	47.30	66,5	698,63
16 - 17	5	52.55	71,5	751,16
17 - 18	6,5	68.32	78	819,44

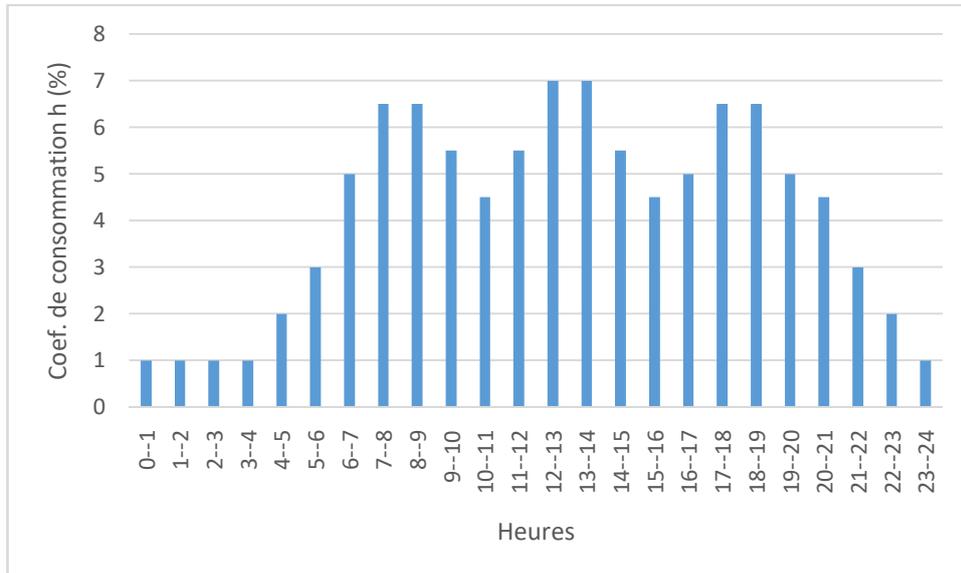
Tab.II.13: Détermination du débit maximum horaire du chef-lieu de la ville de Taourga à l'état actuel.

18 - 19	6,5	68.32	84,5	887,73
19 - 20	5	52.55	89,5	940,26
20 - 21	4,5	47.30	94	987,54
21 - 22	3	31.53	97	1019,05
22 - 23	2	21.02	99	1040,06
23 - 24	1	10.51	100	1050,57

À partir du tableau on a trouvé que la période de pointe s'étale entre **12h** et **14h** avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{\max, h} = 73.57\text{m}^3/\text{h} = 20,44 \text{ l/s}$$

$$Q_{\min, h} = 10,51\text{m}^3/\text{h} = 2,92 \text{ l/s}$$



FigureII.1 : L'histogramme de consommation actuelle [2017].

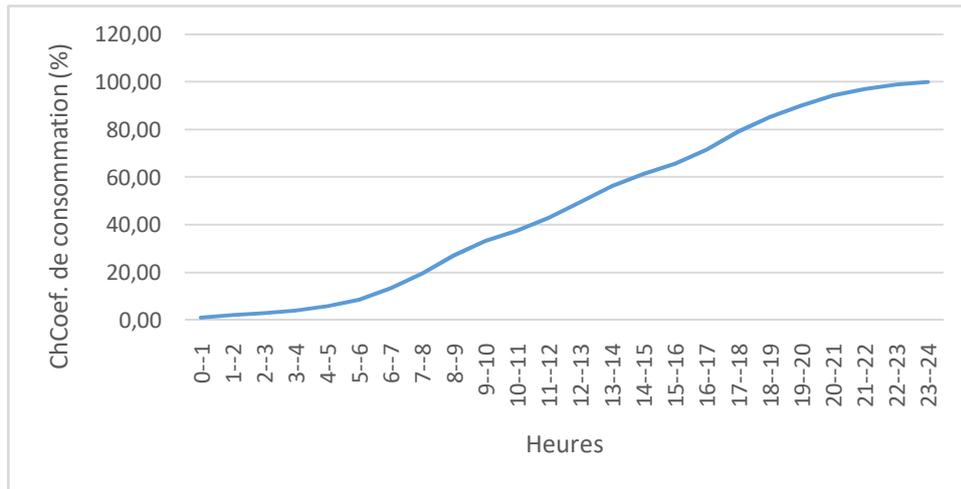


Figure II.2 : L’histogramme de consommation actuelle (Courbe intégrale) [2017].

NB: On trace cette courbe pour pouvoir déterminer le volume de Réservoir.

II.6. Estimation des besoins en eau potable à l’horizon 2047 :

Afin d’estimer les besoins d’équipements de la ville de Taourga, nous avons recensé les différents équipements existants et ceux qui seront projetés dans le cadre de l’étude de révision du PDAU de la commune de Taourga.

Mais vue l’indisponibilité des données sur les équipements projetés et à projetées, nous allons admettre un taux d’accroissement globale de tous les secteurs d’équipement publics actuel (la zone d’étude de 35%) d’après le programme d’équipement projeté à long terme.

Nous considérons que la ville de Taourga est une ville urbaine donc les besoins des équipements sont les suivants :

Tableau II.14 : Les besoins en eau 2047.

L’horizon	2047
Débit domestique (m3/j)	1778.58
Pourcentage (%)	35
Débit d’équipement (m3/j)	237.13
Debit total Qmoy (m3/j)	2015.71
Kmax,j	1.2
Qmax,j (m3/j)	2418.85

II.6.1 Détermination des débits de consommation :

En appliquant les mêmes procédés et les mêmes formules présentés auparavant on a trouvé les résultats de calculs des débits présentés ci-dessous avec :

Tableau II.15: débit maximal et minimal horaire en 2047 :

L'année	Qmoy,h(m3/h)	Kmax,h	Qmax,h(m3/h)	Kmin,h	Qmin,h(m3/h)
2047	100.79	1.876	189.08	0.115	11.59

II.3.3. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant à l'horizon 2047 :

Tab.II.15: Détermination du débit maximum horaire de la ville à l'horizon 2047

Heures	Agglomérations		Cumul	
	Ch (%)	Q (m3/h)	Ch (%)	Qh (m3/h)
0 - 1	1	24.19	1	24.19
1 - 2	1	24.19	2	48.38
2 - 3	1	24.19	3	72.57
3 - 4	1	24.19	4	96.75
4 - 5	2	48.38	6	145.13
5 - 6	3	72.57	9	217.70
6 - 7	5	120.94	14	338.64
7 - 8	6,5	157.23	20,5	495.86
8 - 9	6,5	157.23	27	653.09
9 - 10	5,5	133.04	32,5	786.13
10 - 11	4,5	108.85	37	894.97
11 - 12	5,5	133.04	42,5	1028.01
12 - 13	7	169.32	49,5	1197.33
13 - 14	7	169.32	56,5	1366.65
14 - 15	5,5	133.04	62	1499.69
15 - 16	4,5	108.84	66,5	1608.54
16 - 17	5	120.94	71,5	1729.48
17 - 18	6,5	157.22	78	1886.70
18 - 19	6,5	157.22	84,5	2043.92
19 - 20	5	120.94	89,5	2164.87
20 - 21	4,5	108.84	94	2273.72

Tab.II.15: Détermination du débit maximum horaire de la ville à l’horizon 2047.

21 - 22	3	72.57	97	2346.28
22 - 23	2	84.38	99	2394.66
23 - 24	1	24.19	100	2418.85

À partir du tableau on a trouvé que la période de pointe s’étale entre 12h et 14h avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{\max, h} = 169.32 \text{ m}^3/\text{h} = 47.03\text{l/s}$$

$$Q_{\min, h} = 24,19 \text{ m}^3/\text{h} = 6,72\text{l/s}$$

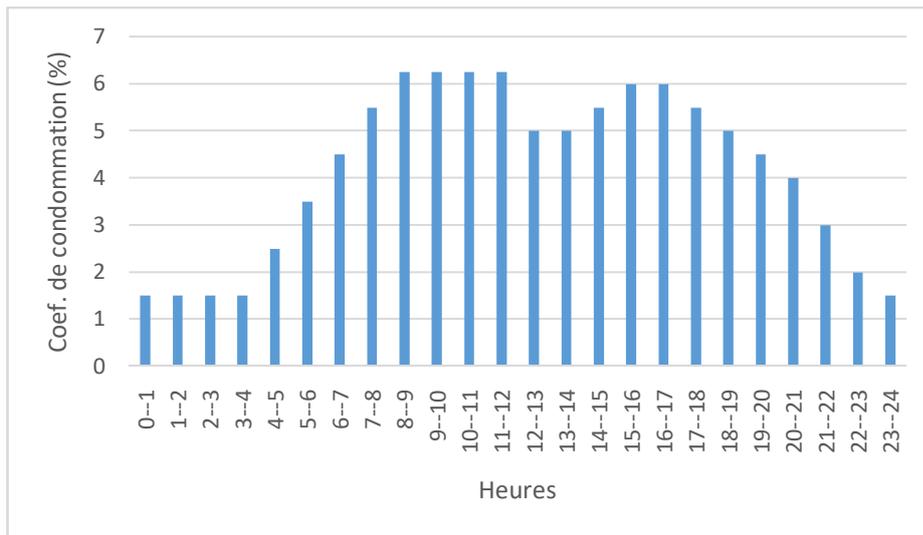
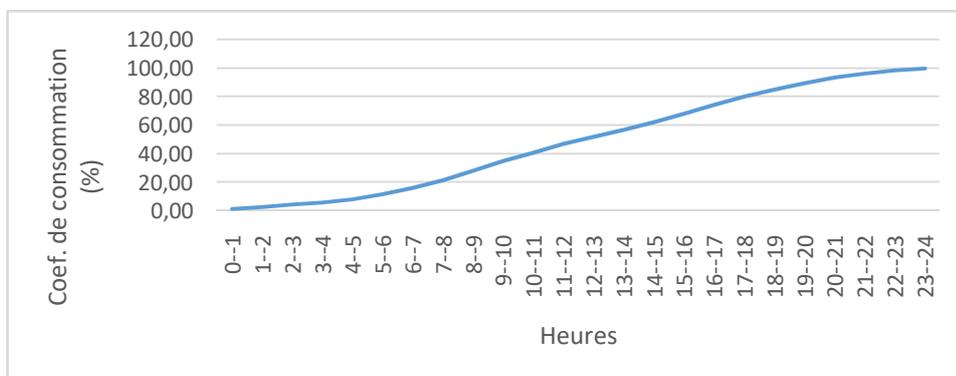


Figure II.3 : L’histogramme de consommation à l’horizon [2047].



FigureII.4: L’histogramme de consommation (Courbe intégrale) [2047].

II.7: Bilan des ressources / besoins :

Le bilan des ressources hydriques disponible dans la région comparées aux besoins en eau de la ville de Taourga données dans le tableau

La station de pompage N°2 de Tazrout refoule un débit d'eau total de **40 l/s** dont **17 l/s** destiné pour l'alimentation en eau potable de Taourga et **23 l/s** pour les autres localités (Imakhlaf, Mazar, Koudia, Telzazine, Village Cheraba, Ain Tinegrine, Bouhbachou, Beni Attar, La Ferme).

Le réservoir IMAKHLEF refoule un débit d'eau vers le réservoir EL-DJEMAA égale à 4 l/s.

Tab.II.16: balance ressources/Besoins

horizon	2017	2047
Q_{max,j} (m³/j)	12.16	28
Q_f(l/s)	21	21
Déficit (l/s)	/	7
Surplus (l/s)	8.84	/

D'après les résultats ci-dessus nous remarquons que la quantité d'eau produite pour la ville de Taourga n'est pas suffisante, donc il faut mobiliser **7 l/s** à long terme.

II.8-Conclusion :

Ce chapitre a pour but d'estimer les besoins en eau potable pour La commune de Taourga à l'horizon 2047.

On a fait une analyse approfondie qui a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau de la ville et les besoins futurs jusqu'à l'horizon 2047.

Nous avons pris chaque catégorie de consommateur, et avons étudié leur habitude de consommation. En ce qui concerne les besoins de la population qu'on a estimé d'avoir dans l'horizon d'étude, nous avons considéré une dotation de 180 l/j/habitant.

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

III.1.Introduction :

L'objectif de ce chapitre consiste à définir les conditions actuelles du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Taourga. L'étude du diagnostic nous permet de juger l'état physique ainsi que le fonctionnement hydraulique du réseau d'alimentation en eau potable,

III.2. Diagnostic de la chaine de production :(CAPTAGE)

La chaine de production de la ville de Taourga est caractérisée par trois forages : F1, F2 et F3.

Les caractéristiques de ces forages sont les suivants :

III.2.1 Forage F1 :

Ce forage se trouve au niveau de la localité BAGHLIA, la Structure est en béton armé, et les murs en parpaing, la Conduite de refoulement (vers la Bâche de reprise 1 Dar-El-Beida) par une conduite en Acier diamètre 250 PN 16.

Remarque :

Pour les forages on a établi un reportage photographique avec des recommandations.

❖ Description de l'abri de forage :

- la Clôture est inexistante.
- Accès difficile pour les véhicules surtout pour la grue lors du changement de la pompe.
- la pompe est en bon état.
- l'éclairage intérieur et extérieur inexistant.
- état génie civil moyen.

Recommandations et travaux d'urgence :

- Bâti en bon état en générale avec de petites maçonneries à refaire.
- Aménagement de l'accès à partir de la route CW224.
- Faire un chemin des câbles selon les normes.
- Mettre en place de l'éclairage intérieur et extérieur.



Photo prise le 20/04/2017 photo prise le 20/04/2017

Figure III.1 : Chemin d'accès au forage F1 **Figure III.2** : Equipements du forage F1

III.2.2-Forage F2 (En Arrêt):

Ce forage se trouve au niveau de la localité BAGHLIA, la Structure est en béton armé, et les murs en parpaing, Conduite de refoulement (vers la Bâche de reprise 1 Dar-El-Beida) par une conduite en Acier diamètre 250 PN 15.

❖ Description de l'abri de forage :

- La porte de clôture est dans un état moyen et manque de serrure.
- La porte de l'abri est dans un état moyen.
- Accès difficile pour les véhicules surtout pour la grue lors du changement de la pompe.
- l'armoire électrique est en bon état.
- les équipements hydrauliques (la pompe) est en bon état.
- la clôture est fissurée.
- l'éclairage intérieur et extérieur inexistant.

Recommandations et travaux d'urgence :

- Bâti en bon état en générale avec de petites maçonneries à faire ;
- Aménagement de l'accès à partir de la route CW224;
- Réparation des fissures de la clôture ;
- Réparer les zones d'enduits fissurés ;
- Faire un chemin des câbles selon les normes ;
- Mettre en place de l'éclairage intérieur et extérieur;



photo prise le 20/04/2017

Figure III.3:Chemin d'accès au forage F2



photo prise le 20/04/2017

Figure III.4: Réservoirs d'air

III.2.3-Forage F3:

Ce forage se trouve au niveau de la localité BAGHLIA, il existe deux conduites de refoulement la première (vers DRA-EL-DJILLALI) par une conduite en Acier diamètre 100 mm et la deuxième Conduite de refoulement (vers la Bâche de reprise 1 Dar-El-Beida)Ø 150 mm en acier

❖ Description de l'abri de forage :

- La porte de clôture est inexistante.
- La porte de l'abri est dans un état moyen.
- Accès difficile pour les véhicules surtout pour la grue lors du changement de la pompe.
- l'armoire électrique est en bon état.

- les équipements hydrauliques (la pompe) est en bon état.
- la clôture est inexistante.
- l'éclairage intérieur et extérieur inexistant.

Recommandations et travaux d'urgence :

- Bâti en bon état en générale avec de petites maçonneries à faire ;
- Aménagement de l'accès à partir de la route CW224;
- Faire un chemin des câbles selon les normes;
- Mettre en place de l'éclairage intérieur et extérieur.



photo prise le 20/04/2017



photo prise le 20/04/2017

Figure III.5:vue général de l'abri **Figure III.6:**raccordement électrique

du forage F3

III.3 Le diagnostic des ouvrages de stockage :

Notre zone d'étude compte 3réservoirs de capacité 700m³, 200 m³, 100 m³.et un réservoir de capacité 1000m³ en cour de réalisation.

III.3.1 Bâche semi enterré700m³ TAOURGA:

C'est un réservoir circulaire semi enterré à parois latérales en béton armé, de capacité 700m³, le remplissage de ce réservoir se fait à partir de la bâche de reprise BR3

-Description de la bâche :

- les débitmètres et les vannes sont en mauvaise état.
- Porte d'accès à la chambre des vannes en mauvaise état.
- l'échelle est en mauvais état.
- éclairage inexistant.

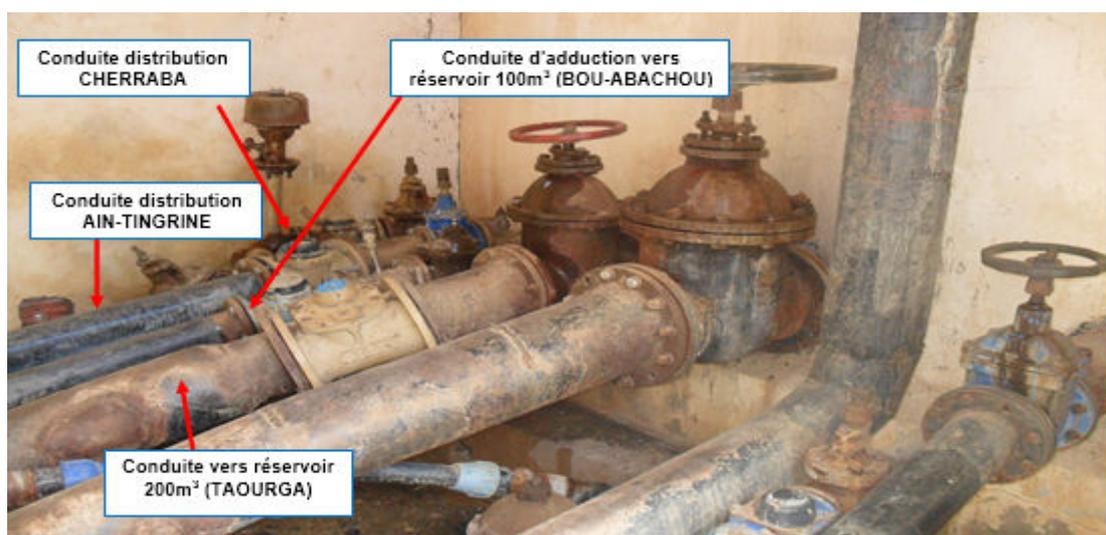
-Recommandations et travaux d'urgence :

- Mettre en place de l'éclairage intérieur et extérieur ;
- Mettre un système d'évacuation des eaux pluviales ;
- reprendre la peinture ;
- Réhabilitation générale de la chambre des vannes (Tuyauteries et vannes).



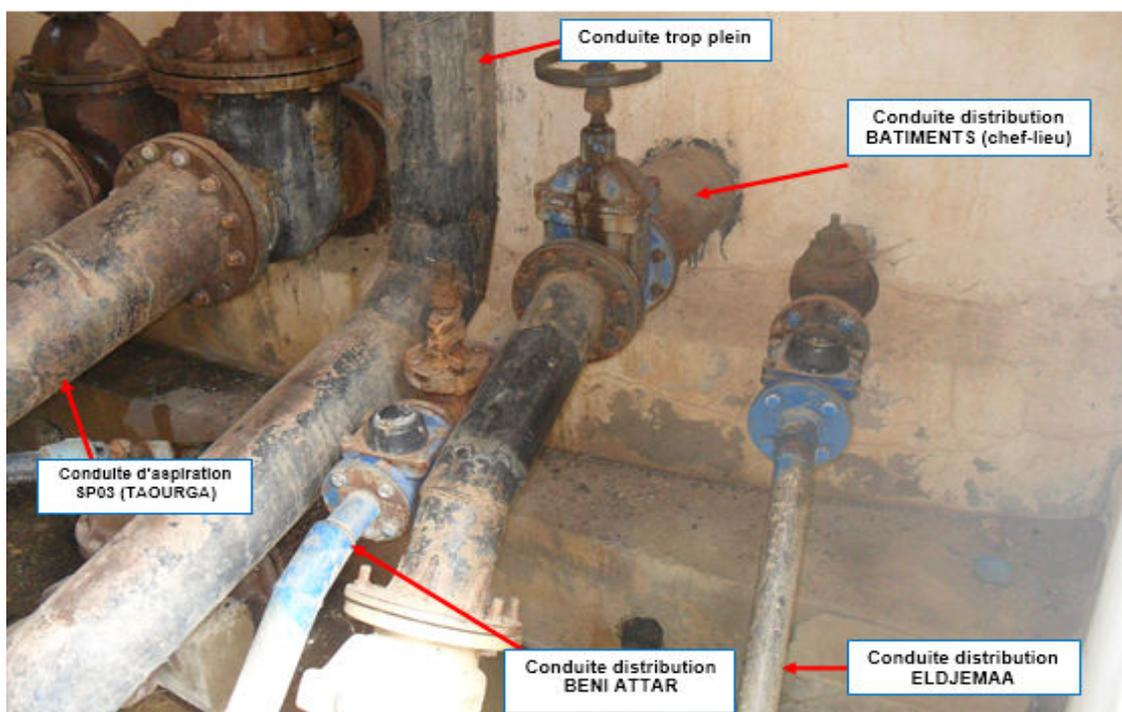
photo prise le 23/04/2017

Figure III.7 : Vue générale de la bâche TAOURGA 700m³



Source ADE

Figure III.8 : les conduites au niveau de la chambre des vannes



Source ADE

Figure III.9 :état de la chambre des vannes

III.3.4. Réservoir semi enterre 200m³ TAOURGA:

C'est un réservoir Circulaire, semi enterré de capacité de 200 m³ en béton armé. Conduite d'arrivée à partir de la bache de reprise R3.

-Description de la bache :

- portail d'accès inexistant.
- la clôture est fissurée.
- éclairage inexistant.
- Porte d'accès à la chambre des vannes.
- les vannes sont en bon état.

-Recommandations et travaux d'urgence :

- Mettre en place l'éclairage intérieur;
- Mettre un système d'évacuation des eaux pluviales ;
- Réhabilitation générale de la chambre des vannes (Tuyauteries et vannes) ;
- Placer l'échelle intérieure du réservoir ;
- Placer une porte de la chambre des vannes

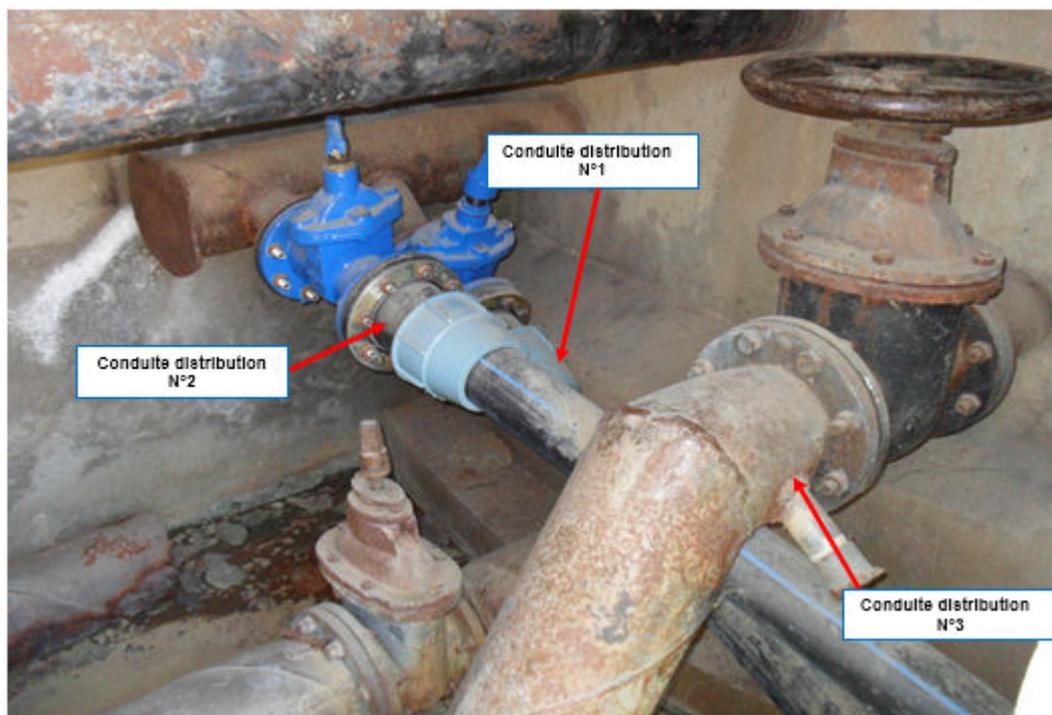


photo prise le 23/04/2017

Figure III.10 : états des conduites et les vannes



Source DRE source DRE

Figure III.11 : Echelle intérieure **Figure III.12:** Etat de la trappe de la bache

III.3.5 Réservoir semi enterré 100m³ EL-DJEMAA :

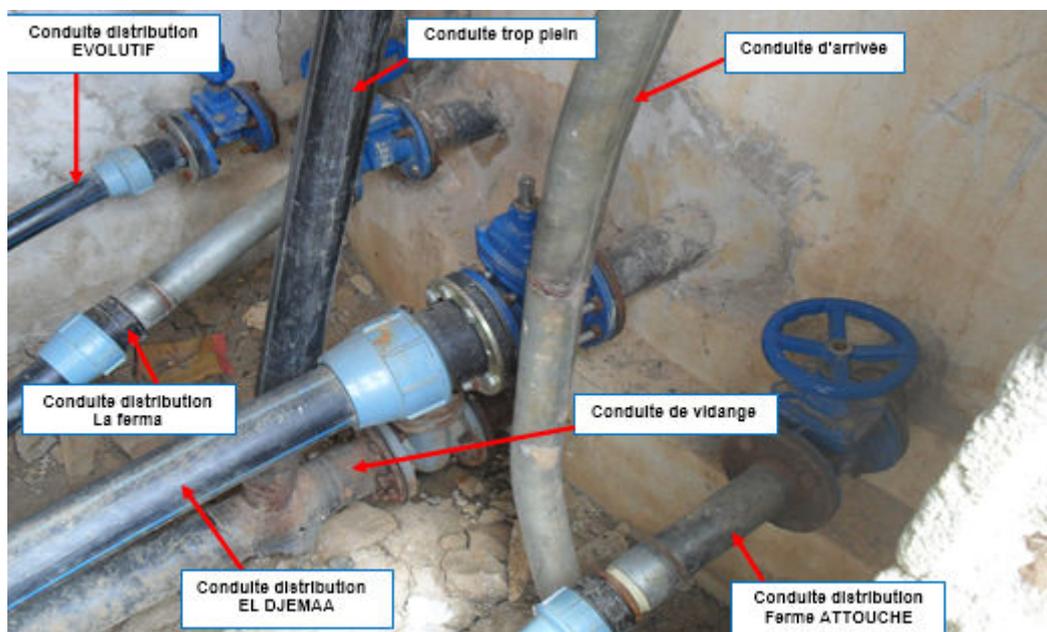
C'est un réservoir Circulaire, semi enterré de capacité de 100 m³ en béton armé. Agglomération desservie (cité EL DJEMAA).

-Description de la bâche :

- portail d'accès inexistant.
- la clôture est fissurée.
- éclairage inexistant.
- Porte d'accès à la chambre des vannes en mauvais état..
- les vannes sont en bon état.
- la trappe d'accès inexistante.
- échelle inexistant.

-Recommandations et travaux d'urgence :

- Mettre en place de l'éclairage intérieur et extérieur ;
- Mettre un système d'évacuation des eaux pluviale ;
- Réhabilitation générale de la chambre des vannes (Tuyauteries et vannes) ;
- Réparation des fissures de la clôture ;
- Placer une échelle à l'extérieur et l'intérieure du réservoir ;
- Mettre un portail ;
- Remplacer la porte de la chambre des vannes.



Source ADE

Figure. III.13 :état des conduites et les vannes



Source ADE

Figure.III.14:Etat de la Chambre des vannes



Source ADE

Figure.III.15 : Etat de la trappe

III.4 Diagnostic du réseau de distribution :

D'après le chapitre I, le chef-lieu de Taourga dispose d'un réseau de type mixte.

III.4.1 Etat du réseau :

L'alimentation en eau potable de l'agglomération chef-lieu TAOURGA s'effectue par les trois réservoirs d'eau par l'intermédiaire de plusieurs réseaux maillés et ramifiés, anciens et nouveaux, avec des matériaux différents variant entre l'acier, l'amiante ciment, le PVC et le PEHD.

Nous allons dans ce qui suit montrer comment le réseau d'AEP de la ville de TAOURGA est constitué afin de mieux comprendre son fonctionnement.

1) Cité Evolutifs :

Il faut signaler aussi que le réseau de distribution de la Cité Evolutifs est rénové récemment avec des conduites en PEHD.



Source Google earth (02-05-2017)

Figure. III.16: Cité Evolutifs

2) Village El-Djemaa :

Le réseaude distribution du village El-Djemaa est de type ramifié. Il faut signaler que le réseau de distribution du village El-Djemaa est rénové récemment avec des conduites en PEHD.



Source Google earth (02-05-2017)

Figure. III.17: Village El-djemaa

3) Cité 100 et 50 logements (bâtiments) :

Le réseaude distribution des bâtiments est de type ramifié. Le réseau des bâtiments est récemment rénové, donc il se trouve dans un bon état.



Source Google earth(02-05-2017)

Figure. III.18 : Cité 100 et 50 logt



Photo prise le 23/04/2017

Figure. III.19 : Regard de branchement de la cité 100 logements (plein des pierres)

4) L'agglomération EGHILE :

Le réseade distribution EGHILE est de type ramifié. Le diagnostic effectué sur terrain montre que le réseau est en bon état.



Source Google earth(02-05-2017)

Figure.III.20: Agglomeration EGHILE

5) Lotissement B:

Le réseade distribution de lotissement B est de type ramifié. Le diagnostic effectué sur terrain montre que le réseau est en mauvais état.



Source Google earth

Figure. III.21 : Lotissement B



Source ADE

Figure. III.22 : Vanne sur le réseau 50 Fonte

6) Lotissement A:

L'alimentation de lotissement A s'effectue par un piquage de diamètre 50mm en Acier sur la conduite principale $\phi 100$ mm en Amiante ciment.

Le diagnostic effectué sur terrain montre que le réseau est en mauvais état.



Source Google earth(02-05-2017)

Figure. III.23: lotissement A

8) Le centre-ville :

Le réseau de distribution du centre-ville est de type combiné (maillé et ramifié), l'alimentation du réseau s'effectue à partir du réservoir TAOURGA (200 m^3) il faut signaler aussi qu'une grande partie du réseau de distribution du centre-ville est en mauvais état.



Source Google earth(02-05-2017)

Figure. III.24 : Centre-ville



Source ADE

Figure. III.25 :Regard de branchement sur le réseau du centre-ville (Vannes 150mm et 80mm Fonte)

9) Cité AFIR(sas) :

L'alimentation du réseau s'effectue à partir du réservoir R (200m³) à travers d'une conduite principale en Acier diamètre 50, elle est en mauvais état.



Source Google earth

Figure. III.26 : Cité AFIR (sas)

10) Village Ain Hadjadj :

Le réseau de distribution du village Ain Hadjadj est de type combiné (maillé et ramifié)

Il faut signaler que le réseau de distribution du village Ain Hadjadj est rénové récemment avec des conduites en PEHD.



Source :Google earth(02-05-2017)

Figure. III.27 : Village Ain Hadjadj

III.4.2 les problèmes dans le réseau :

Le réseau de distribution présente plusieurs anomalies :

-Les fuites au niveau les vannes.

-branchement directe dans le réseau sans effectuer des études et sous-dimensionnement /sur-dimensionnement des tronçons.

III.4.3 Analyse du fonctionnement hydraulique du réseau d'AEP :

1) Calcul du débit en route :

Le débit en route est le débit distribué par la canalisation suivant sa longueur, on le détermine comme suit :

$$Q_{\text{consommation}} = Q_{\text{route}} + Q_{\text{concentré}} \quad [\text{III.1}]$$

Vu qu'il n'y a pas d'activité industrielle et agricole dans la commune :

$$Q_{\text{concentré}} = 0 \text{ l/s} \quad \rightarrow Q_{\text{route}} = Q_{\text{consommation}}$$

2) Calcul du débit spécifique :

Après avoir relevé les longueurs des tronçons constituant le réseau, on fait leur somme, afin de calculer le débit spécifique :

$$q_s = Q_{\text{route}} / \sum L \quad [\text{III.2}]$$

Avec :

$\sum L$: la somme des longueurs des tronçons assurant un service en route (m).

$$\sum L = 18742 \text{ m}$$

Pour notre cas on a :

$$Q_{\text{route}} = 73,55 \text{ m}^3/\text{h} = 20,44 \text{ l/s}$$

$$\text{Donc : } q_{\text{sp}} = 0,00109 \text{ l/s/ml}$$

3) Calcul du débit nodal : Une fois les débits spécifiques calculés, on calcule les débits nodaux du réseau, sachant que :

$$q_n = q_s * \sum L_i / 2 \quad [\text{III.3}]$$

Avec :

q_n : le débit nodal (l/s)

q_s : Le débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: est la somme des longueurs des tronçons qui sont liés au nœud n .

Tableau III.1: calcul des débits routes et débits nodaux.

Numéro de nœud	tronçon	Longueur (ml)	Qr (l/s)	$\sum Q_r$ (l/s)	Qn (l/s)
1	1-51	111	0,121	1,516	0,758
	1-48	1138	1,24		
	1-2	142	0,155		

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.1: calcul des débits routes et débits nodaux.

2	2-1	30	0,033	0,678	0,339
	2-5	256	0,279		
	2-3	65	0,071		
	2-12	271	0,295		
3	3-2	65	0,071	0,564	0,282
	3-4	159	0,173		
	3-9	110	0,120		
	3-8	184	0,200		
4	4-5	35	0,038	0,391	0,196
	4-3	159	0,173		
	4-7	165	0,180		
5	5-2	256	0,279	0,684	0,684
	5-4	35	0,038		
	5-6	244	0,270		
	5-68	89	0,097		
6	6-8	66	0,072	0,559	0,280
	6-10	203	0,221		
	6-5	244	0,266		
8	8-4	165	0,180	0,572	0,286
	8-6	66	0,072		
	8-3	110	0,120		
	8-9	184	0,200		

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.1: calcul des débits routes et débits nodaux.

9	9-3	110	0,120	0,484	0,242
	9-8	184	0,200		
	9-12	52	0,057		
	9-10	98	0,107		
10	10-11	205	0,223	0,072	0,036
	10-12	111	0,121		
	10-9	98	0,107		
	10-6	203	0,221		
11	11-10	205	0,223	0,223	0,112
12	12-13	150	0,164	0,637	0,319
	12-2	271	0,295		
	12-9	52	0,057		
	12-10	111	0,121		
13	13-12	150	0,164	0,571	0,286
	13-15	155	0,169		
	13-14	218	0,238		
14	14-13	218	0,238	0,54	0,54
	14-15	277	0,302		
15	15-14	277	0,302	0,471	0,236
	15-13	155	0,169		
16	16-19	103	0,112	0,112	0,056
17	17-19	46	0,050	0,050	0,025
7	7-68	53	0,058	0,058	0,058
68	68-7	53	0,058	0,215	0,108
	68-5	89	0,097		
	68-23	55	0,060		

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.1: calcul des débits routes et débits nodaux.

23	23-24	355	0,387	0,611	0,306
	23-21	150	0,164		
	23-68	55	0,060		
24	24-26	70	0,076	0,530	0,265
	24-28	50	0,055		
	24-23	355	0,387		
	24-25	113	0,123		
25	25-24	113	0,123	0,701	0,351
	25-26	77	0,084		
	25-29	331	0,361		
	25-21	122	0,133		
22	22-21	203	0,221	0,221	0,111
21	21-22	203	0,221	0,615	0,567
	21-25	122	0,133		
	21-23	150	0,164		
	21-20	89	0,097		
26	26-24	70	0,076	0,218	0,109
	26-27	53	0,058		
	26-25	77	0,084		
27	27-28	89	0,097	0,36	0,18
	27-26	53	0,057		
	27-69	189	0,206		
28	28-27	89	0,097	0,589	0,589
	28-36	335	0,365		
	28-37	66	0,072		
	28-24	50	0,055		
29	29-30	49	0,053	0,618	0,309
	29-69	187	0,204		

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.1: calcul des débits routes et débits nodaux.

30	30-29	49	0,053	0,592	0,296
	30-31	192	0,209		
	30-32	303	0,330		
69	69-29	187	0,204	0,465	0,465
	69-27	189	0,206		
	69-31	50	0,055		
31	31-69	50	0,055	0,498	0,249
	31-30	192	0,209		
	31-33	215	0,234		
32	32-30	303	0,330	1,816	0,908
	32-64	217	0,236		
	32-34	1147	1,250		
64	64-39	117	0,128	0,476	0,238
	64-32	217	0,236		
	64-33	103	0,112		
33	33-64	103	0,112	0,408	0,204
	33-31	215	0,234		
	33-65	57	0,062		
65	65-33	57	0,062	0,327	0,327
	65-40	93	0,101		
	65-35	150	0,164		
39	39-64	117	0,128	0,128	0,064
40	40-65	93	0,101	0,101	0,051
34	34-32	1147	1,25	1,25	0,63
35	35-65	150	0,164	0,475	0,238
	35-36	85	0,093		
	35-55	200	0,218		
36	36-35	85	0,093	1,204	0,602

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.1: calcul des débits routes et débits nodaux.

37	37-28	23	0,025	0,467	0,234
	37-36	341	0,371		
	37-66	66	0,071		
38	38-66	177	0,192	0,192	0,096
41	41-66	66	0,072	0,262	0,131
	41-44	127	0,138		
	41-42	48	0,052		
42	42-43	25	0,027	0,19	0,095
	42-45	102	0,111		
	42-41	48	0,052		
43	42-43	25	0,027	0,027	0,014
44	44-41	126	0,137	0,137	0,069
45	45-42	102	0,133	0,133	0,067
46	46-47	102	0,133	0,133	0,067
47	47-46	102	0,133	0,298	0,149
	47-1	111	0,121		
	47-48	40	0,044		
48	48-47	40	0,044	0,406	0,203
	48-50	166	0,181		
	48-36	166	0,181		
50	50-48	166	0,181	0,181	0,091
51	51-1	1138	1,240	1,240	0,62
52	52-67	470	0,512	0,512	0,256
53	53-67	116	0,126	0,126	0,063
66	66-37	66	0,072	0,337	0,241
	66-38	177	0,193		

III.4.3. Résultat de la simulation hydraulique de réseau actuel (l'horizon 2017)

a - Les charges et les pressions

Les charges et les pressions dans le réseau de distribution calculée en utilisant l'EPANET sont données dans le tableau suivant:

Tableau III.2 : charges et pressions dans le réseau

Nœud	Altitude	Demande (l/s)	Charges (m)	Pressions (m)
1	417,09	0,76	496,38	79,29
2	416,94	0,34	496,37	79,43
3	420,55	0,28	496,37	75,82
4	432,38	0,20	496,37	63,99
5	434,36	0,68	496,39	62,36
6	421,21	0,28	496,37	75,16
7	433,92	0,06	505,34	71,42
8	424,73	0,29	496,37	71,64
9	417,80	0,24	496,36	78,56
10	413,70	0,04	496,36	82,66
11	407,42	0,11	496,36	88,94
12	416,54	0,32	496,36	79,82
13	406,30	0,29	496,31	90,01
14	393,13	0,29	496,28	103,09
15	390,86	0,24	496,28	105,42

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.2 : charges et pressions dans le réseau

16	534	0,03	650,18	125,18
17	455,95	0,03	507,59	51,64
18	415	0,28	507,54	92,54
19	453,24	0,11	507,60	54,36
20	450,66	0,35	507,60	56,94
21	448,39	0,57	507,73	59,34
22	440,47	0,11	507,71	67,24
23	440,74	0,31	505,60	64,86
24	458,51	0,26	505,29	46,78
25	453,72	0,35	507,80	54,08
26	458,89	0,11	509,15	50,26
27	463,08	0,18	510,24	47,16
28	460	0,59	503,95	43,95
29	463,24	0,31	511,79	48,55
30	461	0,30	511,87	50,87
31	479,42	0,25	511,86	32,44
32	474,20	0,91	512,50	38,30
33	494,67	0,20	515,93	21,26
34	425,01	0,63	512,29	87,28
35	508,92	0,24	518,81	9,89

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.2 : charges et pressions dans le réseau

36	481,51	0,60	497,03	15,52
37	459,51	0,23	502,58	43,07
38	457,87	0,10	502,54	44,67
39	480,37	0,06	514,74	34,37
40	490,02	0,05	516,71	26,29
41	427,61	0,13	502,54	74,93
42	441,31	0,09	502,54	61,23
43	444,47	0,01	502,53	58,06
44	425,58	0,07	502,54	76,96
45	430	0,07	502,53	72,53
46	429,67	0,07	496,49	66,82
47	427,90	0,15	496,49	68,59
48	432,72	0,20	496,54	63,82
49	530,60	0,42	623,78	93,18
50	434	0,09	496,54	62,54
51	418,62	0,62	496,30	77,68
52	476,18	0,26	555,02	78,84
53	483,97	0,24	555,03	71,06
54	486,71	1,30	551,15	64,44

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tableau III.2: charges et pressions dans le réseau

55	503,20	1,16	555,20	52,00
56	509,56	0,16	623,77	114,21
57	534	0,03	659,18	125,18
58	544,34	0,16	659,18	114,84
64	486,31	0,24	514,75	28,44
65	497,29	0,33	516,72	19,43
66	445,62	0,24	502,54	56,92
67	500,86	0,11	555,10	54,24
68	439,48	0,11	505,34	65,86
69	473,79	0,47	514,84	41,05

B.les vitesses et les pertes de charges

Le tableau ci-dessous représente les valeurs des vitesses et les pertes de charges pour chaque tronçon après la simulation par logiciel EPANET ainsi que les diamètres et les longueurs de chaque tronçon dans le réseau de distribution.

Tab III.3 : vitesses et pertes de charges dans le réseau existant

tronçons	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Débit(l/s)	Vitesse(m/s)	Perte de charge(m/km)
32-34	1147	90	0,63	0,10	0,19
64-32	217	90	5,64	0,89	10,36
33-64	103	90	5,95	0,93	11,44
65-33	57	200	54,16	1,72	13,77

Tab III.3: vitesses et pertes de charges dans le réseau existant

8-6	66	90	0,13	0,02	0,01
3-4	159	110	0,44	0,05	0,04
4-5	35	90	0,90	0,14	0,36
4-8	165	90	0,26	0,04	0,04
5-6	244	90	0,39	0,06	0,09
8-9	184	110	0,42	0,04	0,04
6-10	203	90	0,24	0,04	0,03
9-10	58	110	0,06	0,01	0,00
4-9	188	110	0,42	0,04	0,04
2-12	271	110	0,44	0,05	0,04
9-12	52	110	0,54	0,06	0,05
10-12	111	75	0,15	0,03	0,02
2-5	256	65	0,17	0,05	0,07
12-13	150	90	0,81	0,13	0,29
13-15	155	75	0,40	0,09	0,20
15-14	542	75	0,01	0,02	0,00

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tab III.3: vitesses et pertes de charges dans le réseau existant

35-65	150	200	54,54	1,74	13,95
55-35	200	63	10,52	3,17	181,94
49-55	479	75	13,59	3,08	143,19
58-49	228	75	14,16	3,21	155,25
58-57	60	40	0,03	0,03	0,05
49-56	290	63	0,16	0,05	0,06
55-67	532	90	0,61	0,10	0,18
67-52	470	63	0,26	0,08	0,16
67-53	116	50	0,24	0,12	0,59
55-54	1193	63	1,30	0,39	3,39
40-65	93	40	0,05	0,04	0,08
64-39	117	40	0,06	0,05	0,11
35-36	209,65	160	84,86	4,22	103,89
36-28	335	160	37,07	1,84	20,65
36-37	341	90	7,16	1,12	16,29
28-37	66	90	7,16	1,12	16,29

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tab III.3 : vitesses et pertes de charges dans le réseau existant

37-66	66	75	0,71	0,16	0,57
38-66	177	63	0,10	0,03	0,03
66-41	66	90	0,38	0,06	0,08
41-42	48	63	0,18	0,05	0,09
42-43	25	40	0,01	0,01	0,02
41-44	126	90	0,07	0,01	0,01
36-48	343	110	3,33	0,35	1,42
47-48	40	110	3,04	0,32	1,20
48-50	166	63	0,09	0,03	0,02
46-47	102	65	0,07	0,02	0,02
42-45	102	50	0,07	0,03	0,05
1-51	1138	110	0,62	0,07	0,07
47-1	111	110	2,82	0,30	1,05
1-2	142	160	1,45	0,07	0,05
2-3	100	200	0,84	0,03	0,01
3-8	100	200	0,57	0,02	0,01

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tab III.3 : vitesses et pertes de charges dans le réseau existant

8-6	66	90	0,13	0,02	0,01
3-4	159	110	0,44	0,05	0,04
4-5	35	90	0,90	0,14	0,36
4-8	165	90	0,26	0,04	0,04
5-6	244	90	0,39	0,06	0,09
8-9	184	110	0,42	0,04	0,04
6-10	203	90	0,24	0,04	0,03
9-10	58	110	0,06	0,01	0,00
4-9	188	110	0,42	0,04	0,04
2-12	271	110	0,44	0,05	0,04
9-12	52	110	0,54	0,06	0,05
10-12	111	75	0,15	0,03	0,02
2-5	256	65	0,17	0,05	0,07
12-13	150	90	0,81	0,13	0,29
13-15	155	75	0,40	0,09	0,20
15-14	542	75	0,01	0,02	0,00

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tab III.3 : vitesses et pertes de charges dans le réseau existant

13-14	218	50	0,12	0,06	0,14
33-31	100	200	48,01	1,53	10,91
69-27	189	160	40,39	2,01	24,36
26-27	53	160	36,98	1,84	20,53
24-28	50	160	42,56	2,12	26,96
24-25	113	160	38,50	1,91	20,00
26-25	77	160	34,04	1,69	17,49
30-32	303	110	4,11	0,43	2,09
30-29	49	110	3,56	0,37	1,61
29-25	331	110	10,41	1,10	12,05
69-29	187	90	7,16	1,13	16,30
30-31	192	90	0,25	0,04	0,03
27-28	89	50	3,23	1,64	70,69
24-26	70	50	2,83	1,44	55,08
25-21	122	160	5,60	0,28	0,58
21-20	89	65	0,82	0,25	1,47

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tab III.3 : vitesses et pertes de charges dans le réseau existant

20-19	35	65	0,19	0,06	0,11
19-17	46	40	0,03	0,02	0,04
19-16	103	40	0,06	0,04	0,09
20-18	282	63	0,28	0,09	0,22
21-22	203	50	0,11	0,06	0,10
68-5	89	40	2,14	1,70	100,59
23-68	55	75	2,30	0,52	4,80
21-23	150	75	4,10	0,93	14,18
68-7	53	50	0,06	0,03	0,04
23-24	355	90	1,49	0,23	0,87
R1-35	50	250	129,12	2,63	23,81
R2-58	2016	200	14,35	0,46	1,10
10-11	205	65	0,11	0,03	0,03
R3-36	7	100	125,18	5,94	2575,42

III.4.4. Interprétation des résultats de calcul de 2017 :

Le réseau de distribution d'ACL présente des anomalies qui empêchent le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable.

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

D'après nos calculs on constate que :

- 1- Les résultats des pressions sont défavorables au niveau la localité Ain Hadjaj, village Aouinat sidi Ali, la caserne et l'agglomération chef-lieu. Parce que les pressions dépassent la norme qui doit être inférieure à 6 bars.

Les pressions élevées peuvent facilement fatiguer les conduites pendant les heures creuses de la consommation, et les fuites à travers les joints.

- 2- La vitesse admissible dans un réseau de distribution est comprise entre 0,3 à 1,5 m/s , plusieurs tronçons présentent des vitesses inférieur à 0,1 m/s, ce qui veut dire que l'écoulement n'existe pas ou il est très faible, d'autre part les vitesses faibles favorisent la formation du tartre dans la conduite d'où la réduction de son diamètre et l'augmentation des pertes de charges.

Certaines conduites on des vitesses qui dépassent le 1,5 m/s chose qui est nocif dans un réseau de distribution.

a-L'état physique des conduites :

Notre réseau se compose de canalisations en pvc, en PEHD et en Acier et en amiante ciment.

Tab III.4 :l'état physique des conduites

tronçon	Longueur (ml)	Diamètre(mm)	matériaux	Etat
32-34	1147	90	PEHD	Bon
64-32	217	90	PEHD	vétuste
33-64	103	90	PEHD	vétuste
65-33	57	200	PEHD	vétuste
35-65	150	200	Amiant ciment	vétuste
55-35	200	63	PEHD	Bon
49-55	479	75	PEHD	Bon
58-49	228	75	PEHD	Bon
58-57	60	40	PEHD	Bon
49-56	290	63	PEHD	Bon
55-67	532	90	PEHD	Bon
67-52	470	63	PEHD	Bon
67-53	116	50	PEHD	Bon
55-54	1193	63	PEHD	Bon
40-65	93	40	PEHD	Bon
64-39	117	40	PEHD	vétuste
35-36	209,65	160	PEHD	vétuste
36-28	335	160	PEHD	vétuste
36-37	341	90	Amiant ciment	vétuste
28-37	66	90	PEHD	vétuste
37-66	66	75	PEHD	vétuste
38-66	177	63	Amiant ciment	vétuste
66-41	66	90	Amiant ciment	vétuste

Tab III.4 :l'état physique des conduites

41-42	48	63	Amiant ciment	vétuste
42-43	25	40	PEHD	vétuste
41-44	126	90	PEHD	vétuste
36-48	343	110	PEHD	vétuste
47-48	40	110	PEHD	Bon
48-50	166	65	PEHD	Bon
46-47	102	65	PEHD	Bon
42-45	102	50	PEHD	vétuste
1-51	1138	110	PEHD	Bon
47-1	111	110	PEHD	Bon
1-2	142	160	PEHD	Bon
2-3	100	200	PEHD	Bon
3-8	100	200	PEHD	Bon
8-6	66	90	PEHD	Bon
4-5	35	90	PEHD	Bon
4-8	165	90	PEHD	Bon
5-6	244	90	PEHD	Bon
8-9	184	110	PEHD	Bon
6-10	203	90	PEHD	Bon
9-10	58	110	PEHD	Bon
4-9	188	110	PEHD	Bon
2-12	271	110	PEHD	Bon
9-12	52	110	PEHD	Bon
10-12	111	75	PEHD	Bon
2-5	256	63	PEHD	Bon
12-13	150	90	PEHD	Bon
13-15	155	75	PEHD	Bon
15-14	542	75	PEHD	Bon
13-14	218	50	PEHD	Bon
33-31	100	200	PVC	vétuste
69-27	189	160	PEHD	Bon
26-27	53	160	PEHD	Bon
24-28	50	160	PEHD	Bon
24-25	113	160	Acier	vétuste
26-25	77	160	PEHD	Bon
30-32	303	110	PVC	vétuste
30-29	49	110	PVC	vétuste
29-25	331	110	PVC	vétuste
69-29	187	90	PEHD	vétuste
30-31	192	90	PEHD	vétuste
27-28	89	50	PEHD	Bon
24-26	70	50	PEHD	Bon
25-21	122	160	Acier	vétuste
21-20	89	63	PEHD	Bon
20-19	35	63	PEHD	Bon
19-17	46	40	PEHD	Bon

Tab III.4 : l'état physique des conduites

19-16	103	40	PEHD	Bon
20-18	282	63	PEHD	Bon
21-22	203	50	PEHD	Bon
68-5	89	40	PEHD	Bon
23-68	55	75	PEHD	Bon
21-23	150	75	Acier	vétuste
68-7	53	50	PEHD	Bon
23-24	355	90	Acier	vétuste
R1-35	50	250	PEHD	Bon
R2-58	2016	200	PEHD	Bon
10-11	205	65	PEHD	Bon
R3-36	7	100	PEHD	Bon

b-Recommandations pour le réseau de distribution (2047):

Les paramètres hydrauliques dans plusieurs tronçons ne sont pas dans les normes, en plus l'état physique du réseau est déplorable, on va procéder de la manière suivante :

-remplacer les canalisations en acier par d'autre en PEHD.

-changer les conduites en mauvaise état

-installer plus des accessoires pour faciliter la gestion du réseau.

Seulement les tronçons ayant les vitesses admissibles et en bon état seront gardés, le tableau suivant résume l'état des canalisations.

Tab.III.5:Etat du réseau de distribution

Tronçons	Matériaux	Observation
32-34	PEHD	A réhabiliter
64-32	PEHD	A réhabiliter
33-64	PEHD	A réhabiliter
65-33	PEHD	A réhabiliter
35-65	Amiante ciment	A réhabiliter
55-35	PEHD	A réhabiliter

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tab.III.5:Etat du réseau de distribution

49-55	PEHD	A réhabiliter
58-49	PEHD	A réhabiliter
58-57	PEHD	A réhabiliter
49-56	PEHD	A réhabiliter
55-67	PEHD	A réhabiliter
67-52	PEHD	A réhabiliter
67-53	PEHD	A réhabiliter
55-54	PEHD	A garder
40-65	PEHD	A réhabiliter
64-39	PEHD	A réhabiliter
35-36	PEHD	A réhabiliter
36-28	PEHD	A réhabiliter
36-37	Amiante ciment	A réhabiliter
28-37	PEHD	A réhabiliter
37-66	PEHD	A réhabiliter
38-66	Amiante ciment	A réhabiliter
66-41	Amiante ciment	A réhabiliter

Chapitre III : Diagnostic du système d'AEP existant

Tab.III.5:Etat du réseau de distribution

41-42	Amiante ciment	A réhabiliter
42-43	PEHD	A réhabiliter
41-44	PEHD	A réhabiliter
36-48	PEHD	A réhabiliter
47-48	PEHD	A garder
48-50	PEHD	A réhabiliter
46-47	PEHD	A réhabiliter
42-45	PEHD	A réhabiliter
1-51	PEHD	A réhabiliter
47-1	PEHD	A garder
1-2	PEHD	A réhabiliter
2-3	PEHD	A réhabiliter
3-8	PEHD	A réhabiliter
8-6	PEHD	A réhabiliter
3-4	PEHD	A réhabiliter
4-5	PEHD	A réhabiliter
4-8	PEHD	A réhabiliter

Tab.III.5:Etat du réseau de distribution

5-6	PEHD	A réhabiliter
8-9	PEHD	A réhabiliter
6-10	PEHD	A réhabiliter
9-10	PEHD	A réhabiliter
4-9	PEHD	A réhabiliter
2-12	PEHD	A réhabiliter
9-12	PEHD	A réhabiliter
10-12	PEHD	A réhabiliter
2-5	PEHD	A réhabiliter
12-13	PEHD	A réhabiliter
13-15	PEHD	A réhabiliter
15-14	PEHD	A réhabiliter
15-14	PEHD	A réhabiliter
13-14	PEHD	A réhabiliter
33-31	PVC	A réhabiliter
69-27	PEHD	A réhabiliter
26-27	PEHD	A réhabiliter

Tab.III.5:Etat du réseau de distribution

24-28	PEHD	A réhabiliter
24-25	Acier	A réhabiliter
26-25	PEHD	A réhabiliter
30-32	PVC	A réhabiliter
30-29	PVC	A réhabiliter
29-25	PVC	A réhabiliter
69-29	PEHD	A réhabiliter
30-31	PEHD	A réhabiliter
27-28	PEHD	A garder
24-26	PEHD	A réhabiliter
25-21	Acier	A réhabiliter
21-20	PEHD	A réhabiliter
20-19	PEHD	A réhabiliter
19-17	PEHD	A réhabiliter
19-16	PEHD	A réhabiliter
20-18	PEHD	A réhabiliter
21-22	PEHD	A réhabiliter

Tab.III.5:Etat du réseau de distribution

68-5	PEHD	A réhabiliter
23-68	PEHD	A garder
21-23	Acier	A réhabiliter
68-7	PEHD	A réhabiliter
23-24	Acier	A réhabiliter
R1-35	PEHD	A réhabiliter
R2-58	PEHD	A garder
10-11	PEHD	A réhabiliter
R3-36	PEHD	A garder

III.5 Conclusion :

Notre zone d'étude présente plusieurs anomalies au niveau les forages, les réservoirs, et surtout le réseau de distribution, qui ne fonctionnent pas correctement.

Pour remédier à ce problème il faut bien respecter les recommandations et renouveler le réseau de distribution en modifiant les tronçons en état dégradé.

Chapitre IV : Etude des réservoirs

IV.1.Définition :

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage régulateurs de débit qui permet d'adapter la production à la consommation, donc ils représentent des éléments indispensables nécessitant une étude approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien.

IV.2 Etude des réservoirs :

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

IV.2.1 Rôles des réservoirs :

Dans notre cas nous avons trois réservoirs de capacité de 700 m^3 , 200 m^3 , 100 m^3 .

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation, Ils permettent de :

- Emmagasiner l'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures ou la consommation devient importante.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Constituer une réserve pour les imprévus (rupture, panne, réparation, extension du réseau...).
- Régulariser le fonctionnement du pompage, Les pompes refoulent à un débit constant.
- Assurer la réserve d'incendie.

IV.2.2 choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

On va choisir l'emplacement du réservoir d'une façon à assurer aux abonnés une pression suffisante. L'altitude de la cuve doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

IV.3 Prescriptions sanitaires :

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 :

- ❖ Renouvellement de l'eau
- ❖ Brassage de l'eau
- ❖ Choix des matériaux
- ❖ Etanchéité de l'ouvrage et équipements divers
- ❖ Isolation thermique.
- ❖ Protection des entrées d'air
- ❖ Limitation de l'éclairage naturel

IV.4. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories selon :

-Le matériau de construction, on distingue :

- Réservoir métalliques.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton armé.

-La situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées.
- Semi-enterrés.
- Surélevé.

-La forme géométrique :

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire.
- Réservoir carré.

IV.5. Equipements du réservoir :

Le réservoir est constitué de :

-Une conduite d'arrivée ou d'alimentation :

Cette conduite, du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer le brassage.

Cette arrivée par le bas ou en siphon noyé permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations. L'extrémité de cette dernière est munie d'un dispositif qui obture la conduite quand le niveau atteint son niveau maximal.

-Une conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension .L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite).Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite .

-Une conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de Certains corps nocifs dans la cuve.

-Une conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation.

Elle est munie d'un robinet- vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop- plein. Le robinet-vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable.

-Une conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ, elle fonctionne uniquement quand le réservoir est isolé pour son entretien.

-Un système de matérialisation d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve atteint. Nous distinguons :

- **Le système à deux prises :**

Ce système est très rarement utilisé du fait que la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée.

- **Le système à siphon :**

Ce système a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

Quelques équipements sont aussi à prévoir dans les réservoirs:

- une fenêtre d'aération (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange).

- un accès pour le nettoyage de la cuve.

- une chambre de vannes, un trop-plein (évacuation de l'excédent d'eau), une galerie de vidange (au fond).

- une fermeture par flotteur de l'alimentation, un enregistreur du niveau d'eau dans le réservoir.

IV.6 Calcul de la capacité des réservoirs :

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

Tab.IV.1 : Calcul de la capacité du réservoir de Taourga à l'horizon 2047.

heure	consommation (%)	Apport (%)	stockage	distribution	Reste (%)
0_01	1	4,17	3,17	-	9,68
01_02	1	4,17	3,17	-	12,85
02_03	1	4,17	3,17	-	16,02
03_04	1	4,17	3,17	-	19,19
04_05	2	4,17	2,17	-	21,36
05_06	3	4,17	1,17	-	22,53
06_07	5	4,17	-	-0,83	21,70
07_08	6,5	4,17	-	-2,33	19,37
08_09	6,5	4,17	-	-2,33	17,04
09_10	5,5	4,17	-	-1,33	15,71
10_11	4,5	4,17	-	-0,33	15,38
11_12	5,5	4,17	-	-1,33	14,05
12_13	7	4,17	-	-2,83	11,22
13_14	7	4,17	-	-2,83	8,39
14_15	5,5	4,17	-	-1,33	7,06
15_16	4,5	4,17	-	-0,33	6,73
16_17	5	4,17	-	-0,83	5,9
17_18	6,5	4,17	-	-2,33	3,57
18_19	6,5	4,17	-	-2,33	1,24
19_20	5	4,17	-	-0,83	0,33
20_21	4,5	4,17	-	-0,33	0
21_22	3	4,17	1,17	-	1,17
22_23	2	4,17	2,17	-	3,34
23_24	1	4,17	3,17	-	6,51

On trouve :

$$a = 22,53 + |-0.33| = 22.86 \% \rightarrow V_r = 22.86 * 0.01 * 2418,85 \rightarrow V_r = 552.85 \text{ m}^3.$$

D'où :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

$$V_t = 552,85 + 120 \rightarrow V_t = 672.85 \text{ m}^3$$

Avec $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$ volume de lutte contre l'incendie.

Si on ne tient pas compte du stockage en commun de la ville de TAOURGA (Réservoir TAOURGA 700 m^3), la capacité existante est égale à 300 m^3 (Réservoir TAOURGA 200 m^3 et Réservoir EL-Djemaa 100 m^3)

D'après les résultats ci-dessus, et si on prend en considération le nouveau réservoir 1000 m^3

En cour de réalisation Ayant la cote du terrain égale à 644 m , la capacité existante est suffisante pour satisfaire les besoins à long terme.

IV.7 Conclusion :

L'étude précédente nous a permis à savoir s'il est nécessaire d'implanter un réservoir ou non.

Donc on conclut que notre zone d'étude a un ouvrage de stockage d'eau suffisant. Le réservoir TAOURGA 1000 m^3 sera alimenté gravitairement à partir du réservoir IMAKHLEF, afin de satisfaire les besoins en eau futurs (2047).

L'emplacement de ce réservoir est au niveau du point le plus élevée de la région.

Chapitre V : Projection de réseau d'AEP à l'horizon 2047

V.1-Introduction :

On doit distribuer l'eau stockée dans le réservoir à l'aide des canalisations en respectant la satisfaction aux consommateurs.

Donc une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins.

V.2-Le réseau de distribution d'eau potable :

A partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Pour que les performances d'un réseau de distribution soient satisfaisantes, ce réseau doit être en mesure de fournir, à des pressions compatibles avec les hauteurs des immeubles, les débits et les volumes d'eau requis, et ce en tout temps lors de la durée de sa vie utile. C'est pourquoi lors de la conception d'un réseau, il est important d'identifier et prendre en compte les situations les plus critiques afin que le réseau dans de telles situations se comporte de façon satisfaisante. On peut citer les situations suivantes :

- Consommation de pointe horaire.
- Consommation journalière maximale durant un ou plusieurs incendies.

V.2.1-Les types de réseau :

On peut classer les réseaux comme suit :

a-Les réseaux ramifiés : dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture c'est-à-dire si on aura un accident sur la conduite principale il va priver l'eau tous les abonnés à l'aval.

b-Les réseaux maillés : permet d'assurer une alimentation en retour pour pallier à l'inconvénient signalé ci-dessus c'est-à-dire une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Il est, bien entendu, plus coûteux à l'installation, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié.

c-Les réseaux étagés : Si la topographie du territoire est desservie par un réseau de distribution accuse de trop fortes dénivellations, on peut devoir créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression. Pour se faire, on installe entre ces zones soit des vannes de réduction de pression, s'il faut réduire la pression (l'eau provenant d'une zone plus élevée), soit des postes de surpression, s'il faut augmenter la

pression (l'eau provenant d'une zone plus basse). Donc avec un réseau étagé il est possible de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée

d-Les réseaux combinés : c'est un réseau composé d'une partie maillée et une partie ramifiée.

V.2.2-Choix du type de réseau :

De point de vue de la structure et de l'importance de l'agglomération et pour bien satisfaire les consommateurs on doit opter à un réseau maillé qui est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé, une telle boucle est dite maille.

V.2.3- Avantage du réseau maillé :

- Il permet une alimentation en retour, c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres traçons
- Bien qu'il soit plus coûteux que le réseau maillé, il procurera beaucoup plus de sécurité et de souplesse dans la distribution.

V.2.4-Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression de service, la nature 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.). Dans notre étude, on choisit le PEHD pour les nombreux avantages qu'il fournit.

a- Avantages :

- Conduite flexible.
- Bonne élasticité.
- Coefficient de rugosité très faible.
- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage.
- Raccordement aisé.
- Production nationale.
- Coût modéré pour les $\varnothing < \text{à } 315\text{mm}$.

b- Inconvénients :

- Difficulté dans le montage de pièces spéciales (vannes et ventouses).
- Pression maximale 16 bars.
- Indisponibilité dans les grands diamètres.
- Coût relativement élevé pour les $\varnothing > \text{à } 315\text{mm}$.

V.3-Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Pour notre cas on aura un système de distribution avec des réservoirs de tête, donc le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- Cas de fonctionnement en débit de pointe (Q_p).
- Cas de fonctionnement en débit de pointe plus incendie ($Q_p + Q_{inc}$).

V.3.1- Calcul des débits :

a. Cas de pointe :

- Débit spécifique :

Tenant compte des habitudes mal connues des agglomérations on admet pour notre calcul une hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution.

$$\text{On écrit : } Q_{sp} = Q_r / \sum L_i [l/s/ml] \quad (V.1)$$

Avec :

- $\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons assurant le service en route = **14165,25 m**
- Q_r : Débit en route (m^3/s).

La détermination du débit en route obéit à l'expression suivante :

$$Q_r = Q_p - Q_{conc} [l/s] \quad (V.2)$$

Tels que :

Q_p : Débit de pointe (l/s).

Q_{conc} : Débit concentré (l/s).

$$\text{AN : } Q_{sp} = 47,033 / 14165,25 = 0,00332 l/s/ml$$

- Débit en route de chaque tronçon :

Il est donné par la formule suivante : $q_{ri} = q_{sp} * L_i [l/s]$ (V.3)

Avec :

- q_{ri} : Débit en route dans le tronçon (l/s).
- q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml).
- L_i : La longueur du tronçon (m).

- Débit aux nœuds :

Les débits nodaux ce sont des débits de consommation supposés pris au niveau des nœuds, ils sont déterminés par la relation suivante :

Chapitre V : Projection de réseau d'AEP à l'horizon 2047

Tab.V.1 : calcul des débits routes et débits nodaux en cas de pointe

N° de nœud	Tronçons	Longueur(m)	Qr(l/s)	∑ Qr(l/s)	Qr(l/s)
1	1-3	1193	3,961	3,961	1,981
2	2-3	1093,42	3,630	3,630	1,815
3	3-1	1193	3,961	11,481	5,741
	3-2	1093,42	3,630		
	3-4	540	1,793		
	3-5	631,7	2,097		
4	4-3	540	1,793	3,016	1,508
	4-5	112,5	0,374		
	4-6	207,55	0,689		
	4-R1	48,3	0,160		
5	5-3	631,7	2,097	4,937	2,469
	5-4	112,5	0,374		
	5-10	558	1,853		
	5-9	184,6	0,613		
6	6-4	207,55	0,689	2,601	1,301
	6-7	258	0,857		
	6-23	317,7	1,055		
7	7-6	258	0,857	1,757	0,879
	7-9	73,5	0,244		
	7-8	197,7	0,656		
8	8-23	347,25	1,152	2,876	1,438
	8-7	197,7	0,656		
	8-15	321,7	1,068		
9	9-5	184,6	0,613	1,322	0,661
	9-7	73,5	0,244		
	9-11	140	0,465		

Chapitre V : Projection de réseau d'AEP à l'horizon 2047

Tab.V.1 : calcul des débits routes et débits nodaux en cas de pointe

10	10-5	558	1,853	5,693	2,847
	10-13	1105,88	3,671		
	10-12	51	0,169		
11	11-9	140	0,465	2,785	1,393
	11-25	90	0,299		
	11-12	449,32	1,492		
	11-14	159,35	0,529		
12	12-10	51	0,169	1,930	0,965
	12-11	449,32	1,492		
	12-17	81	0,269		
13	13-10	1105,88	3,672	3,672	1,836
14	14-8	321,7	1,068	1,933	0,967
	14-11	159,35	0,529		
	14-15	101,3	0,336		
15	15-14	101,3	0,336	1,726	0,863
	15-16	308	1,002		
	15-20	117	0,388		
16	16-15	308	1,002	3,791	1,896
	16-17	265	0,880		
	16-18	575	1,909		
17	17-12	81	0,269	1,992	0,996
	17-18	254	0,843		
	17-16	265	0,880		
18	18-17	254	0,843	2,988	1,494
	18-16	575	1,909		
19	19-19'	1096,3	3,64	3,876	1,938
	19-18	71	0,236		
20	20-15	117	0,388	3,423	1,712

Chapitre V : Projection de réseau d'AEP à l'horizon 2047

Tab.V.1 : calcul des débits routes et débits nodaux en cas de pointe

	20-22	498	1,653		
	20-21	416,2	1,382		
21	21-20	416,2	1,382	1,382	0,691
22	22-21	498	1,653	1,653	0,827
23	23-24	1147	3,808	6,016	3,008
	23-6	317,7	1,055		
	23-8	347,25	1,153		
24	24-23	1147	3,808	3,808	1,904
25	25-11	90	0,299	0,299	0,150

b-Cas de pointe plus incendie :

Le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit assurer le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s).

On suppose le nœud 21 est le point le plus défavorable, on lui rajoute un débit =17l/s .

V.3.2-Détermination des diamètres du réseau :

Les conduites du réseau sont dimensionnées à partir des débits maximaux horaires.

Possédant les débits repartis préalablement, on peut choisir leurs diamètres avantageux correspondant (écoulement gravitaire), tout en respectant la fourchette de vitesse (0,3-1,5) m/s jusqu'à 2m/s en cas de pointe plus incendie.

V.3.3-Résultat de la simulation hydraulique de réseau à l'horizon 2047: les résultats de la simulation sont représentés dans le tableau suivant.

a. Cas de pointe

Tab V.2 : charges et pressions dans le réseau cas de pointe

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression (m)
1	486,6	1,981	1121,36	19,21
2	643,6	1,815	1123,12	19,57
3	502,6	5,741	1124,08	19,28
4	510	1,508	1122,47	18,46
5	480,03	2,469	1120,17	19,09
6	494,10	1,301	1122,13	18,13

Chapitre V : Projection de réseau d'AEP à l'horizon 2047

Tab V.2 : charges et pressions dans le réseau cas de pointe

7	474,8	0,879	1126,43	19,55
8	461,53	1,438	1126,27	19,21
9	469,70	0,661	1129,14	20,43
10	415,93	2,847	1150,86	52,78
11	461,64	1,393	1125,38	18,73
12	414,61	0,965	1154,49	55,16
13	418,42	1,836	1163,06	67,28
14	453,02	0,967	1132,70	24,11
15	448,40	0,863	1135,64	29,06
16	433,76	1,896	1148,11	42,12
17	416,06	0,996	1152,83	55,29
18	410,54	1,494	1167,12	87,44
19	406,40	1,938	1162	76,09
20	449,50	1,712	1148,03	24,39
21	415,86	0,691	1142,16	17,52
22	440,20	0,827	1141,66	19,57
23	474,31	3,008	1125,02	18,06
24	426,16	1,904	1123,51	20,14
25	462,53	0,150	1124,94	17,89

-les vitesses et les pertes de charges dans le réseau de distribution sont données dans le tableau suivant :

Tab V.3 : vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe

Tronçon	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Diamètre int(mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
R2-2	43,36	110	96,8	10	2,05	40,77
R4-2	7	110	96,8	20	2,12	40,80

Chapitre V : Projection de réseau d'AEP à l'horizon 2047

Tab V.3 : vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe

10-13	1105,88	75	66	2,84	0,54	1,85
10-12	51	90	79,2	2,60	0,20	0,73
12-17	81	63	57,6	2,12	0,68	10,25
15-16	308	63	57,6	3,10	0,33	1,21
17-16	265	75	66	1,9	0,55	4,56
17-18	254	75	66	3	0,88	13,26
18-16	575	75	66	3,08	0,32	1,78
14-15	101,3	75	66	2,05	0,60	6,03
15-20	117	75	66	4,03	0,31	1,75
20-21	416,2	75	66	2,77	0,85	10,39
20-22	498	75	66	2,42	0,73	8,40
18-19	71	90	79,2	2,58	0,52	3,64
23-8	347,25	75	66	0,66	0,18	0,90
23-24	1147	75	66	1,68	0,20	0,92
R3-5	27,12	90	79,2	10,7	2,17	53
19-19'	1096,30	75	66	2,5	0,32	1,75
19'-19	71	75	66	1,75	0,54	4,51

Chapitre V : Projection de réseau d'AEP à l'horizon 2047

Tab V.3 : vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe

2-3	1093,42	75	66	5,71	2,01	32,90
2-1	1193	90	79,2	1,98	0,44	2,51
3-4	540	125	110,2	10,5	1,10	10,13
3-5	631,7	110	96,8	10	1,36	17,83
4-6	207,55	160	141	8	0,44	1,44
4-5	112,5	75	66	6,25	2,07	55,42
5-9	184,6	110	96,8	8	1,08	11,85
6-7	258	63	57,6	4,8	0,33	0,85
6-23	317,7	125	79,2	5,59	0,44	1,67
R1-4	48,3	90	79,2	0,90	2,02	6,08
9-7	73,5	60	57	2,51	0,42	4,53
7-8	197,7	90	79,2	3,24	0,50	3,96
9-11	140	75	66	3,8	0,88	12,49
11-25	90	80	75,9	3,61	0,33	0,28
8-14	321,7	110	96,8	5,60	0,36	1,52
11-12	449,32	90	79,2	4,91	0,45	3,13
11-14	159,35	63	57,6	2,70	0,49	0,26
5-10	558	200	110,2	13,70	0,50	1,1

Remarque:

-au niveau des tronçons, il existe des vitesses >1,5m/s, et d'autres <0,3 m/s.

-dans un réseau de distribution, la pression ne doit pas dépasser les 6 bars pour ne pas fatiguer les accessoires, il existe des pressions qui dépassent les 6 bars, pour cela on propose d'installer des vannes régulatrice de pression.

b. Cas de pointe plus incendie:

Les pressions en cas de pointe plus incendie diminuent.

Tab V.4 : charges et pressions dans le réseau cas de pointe plus incendie

Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge(m)	Pression (m)
1	486,6	1,981	1115,22	18,48
2	643,6	1,815	1116,53	17,57
3	502,6	5,741	1118,77	14,08
4	510	1,508	1117,07	16,11
5	480,03	2,469	1119,41	16,29
6	494,10	1,301	1117,83	15,76
7	474,8	0,879	1122,37	18,05
8	461,53	1,438	1119,27	16,28
9	469,70	0,661	1126,14	17,03
10	415,93	2,847	1146,06	48,13
11	461,64	1,393	1121,38	16,22
12	414,61	0,965	1149,49	48,79
13	418,42	1,836	1158,17	64,48
14	453,02	0,967	1129,70	21,31
15	448,40	0,863	1130,64	24,22
16	433,76	1,896	1144,83	39,32
17	416,06	0,996	1146,12	46,74
18	410,54	1,494	1160,03	83,06
19	406,40	1,938	1158,40	60,39
20	449,50	1,712	1142,10	18,09
21	415,86	17,691	1139,16	15,33

Chapitre V : Projection de réseau d'AEP à l'horizon 2047

Tab V.4 : charges et pressions dans le réseau cas de pointe

22	428,32	0,827	1120,35	16,62
23	474,31	3,008	1114	15,06
24	426,16	1,904	1112,99	17,20
25	462,53	0,150	1122,68	17,94

-les vitesses et les pertes de charges dans le réseau de distribution en cas de pointe plus incendie sont données dans le tableau suivant :

Tab V.5 : vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe plus incendie

Tronçon	Longueur (ml)	Diamètre (mm)	Diamètre int (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
R2-2	43,36	75	66	8,9	2,60	90,20
R4-2	7	110	96,8	20	2,12	40,80
2-3	1093,42	75	66	5,71	2,01	32,90
2-1	1193	90	79,2	1,98	0,44	2,51
3-4	540	125	110,2	10,5	1,10	10,13
3-5	631,7	125	110,2	10	1,05	8,83
4-6	207,55	90	79,2	8	1,63	29,89
4-5	112,5	75	66	6,25	1,92	45,85
5-9	184,6	90	79,2	8	1,63	29,89
6-7	258	75	66	4,8	1,4	29,46
6-23	317,7	75	66	5,59	1,86	36,72

Chapitre V : Projection de réseau d'AEP à l'horizon 2047

Tab V.5 : vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe plus incendie

R1-4	48,3	75	66	0,90	0,26	0,85
9-7	73,5	60	57	2,51	0,75	8,37
7-8	197,7	75	66	3,24	0,97	13,35
9-11	140	75	66	4,8	1,20	22,08
11-25	90	75	66	3,61	1,08	18,32
8-14	321,7	75	66	5,60	1,67	36,62
11-12	449,32	75	66	4,91	1,44	29,63
11-14	159,35	75	66	3,70	1,10	18,32
5-10	558	110	96,8	13,70	1,84	29,56
10-13	1105,88	90	79,2	4,84	0,97	12,76
10-12	51	90	79,2	2,60	0,56	3,55
12-17	81	160	141	3,12	0,20	34
15-16	308	160	141	3,10	0,19	33
17-16	265	90	79,2	1,9	0,39	2,48
17-18	254	75	66	3	0,88	13,26
18-16	575	75	66	3,08	0,32	13,29
14-15	101,3	75	66	4,05	1,15	22,03
15-20	117	160	141	7,03	0,45	1,71

Tab V.5 : vitesses et les pertes de charges dans le réseau projeté en cas de pointe plus incendie

20-21	416,2	160	141	4,77	0,32	0,76
20-22	498	90	79,2	2,92	0,58	4,87
18-19	71	75	66	3,08	0,90	13,28
23-8	347,25	90	79,2	1,16	0,25	0,85
23-24	1147	160	141	3,18	0,23	35,3
R3-5	27,12	110	96,8	11,7	1,56	23,52
19-19'	1096,30	75	66	3,24	0,95	13,75
19'-19	71	75	66	3,11	0,92	13,82

Remarque :

Dans ce cas les vitesses augmentent tandis que les pressions diminuent.

V.4-Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons projetée un réseau d'alimentation en eau potable pour la ville et réalisation d'une simulation avec le logiciel EPANET et l'analyse de son comportement hydraulique, les résultats de la simulation indiquent que le réseau fonctionne correctement.

Chapitre VI : Pose de canalisations et accessoires

VI.1 Introduction:

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

La pose de canalisations varie d'un terrain à un autre, d'autre part un réseau d'AEP doit être obligatoirement muni par des accessoires.

VI.2 Pose de canalisation :

VI.2.1 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

VI.2.2 Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

1) Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

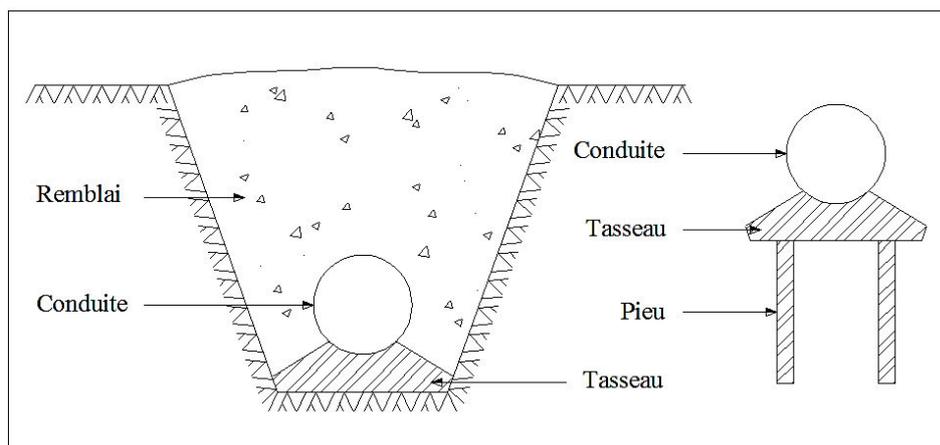


Figure VI.1 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

Dans notre cas, on prévoit une pose de canalisation sur les tasseaux et ceci dans les terrains de nature limoneux-sableux.

2) Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène, lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapé la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m.

VI.2.3 Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton.

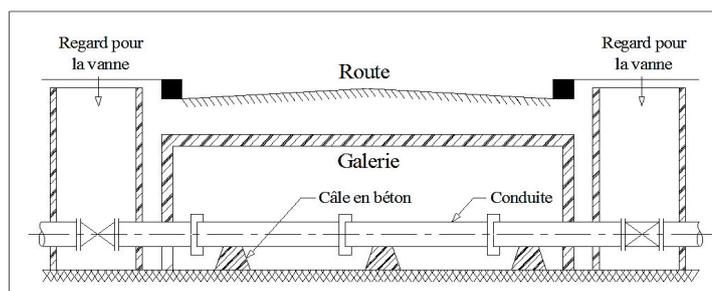


Figure VI.2 : Pose de canalisation en galerie.

VI.2.4 Traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

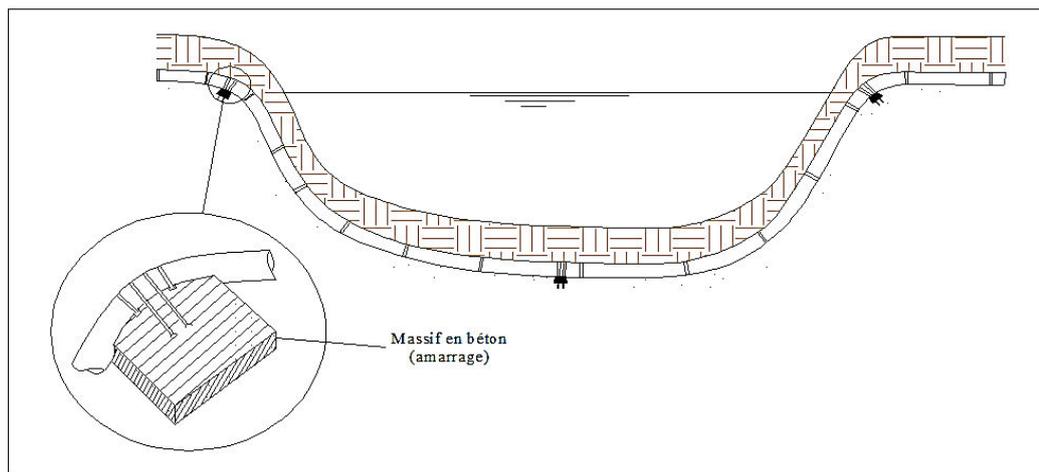


Figure VI.3 : Traversée d'une rivière.

VI.3 Remblaiement :

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le lit dans laque repose la canalisation et le milieu en contact direct avec elle. Il doit donc être soigné, et son exécution confiée à des ouvriers expérimentés.

Un remblai correctement effectué double la résistance de la conduite aux charges extérieures.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, fortement damée par des petites couches sous le tuyau et sous ses flancs. On poursuit jusqu'à obtenir une couche bien damée de 20 cm. Au-dessous e la génératrice supérieure. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

VI.4 les Accessoires :

Sur une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.

- Isoler les canalisations
- Soutirer les débits
- Changer les sens d'écoulements

VI.4.1 Les robinets vanne :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

Au niveau des réservoirs, on trouve des vannes papillons

VI.4.2 Les vanne papillons :

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), c'est une vanne se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge.

VI.4.3 Les ventouses :

Les ventouses sont des organes de protection du réseau. Elles permettent de chasser l'air des canalisations autant lors de la mise en service qu'en exploitation.

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

1) Ventouse simple :

Elle assure le dégazage des conduites à haute pression.

2) Ventouse à deux orifices :

Elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Les 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. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

VI.4.4 Les Vidanges :

Les vidanges sont des organes de protection du réseau. Elles permettent de vidanger les canalisations autant lors d'interruption de service qu'en exploitation.

VI.4.5 Les Vannes de régulation :

Cet appareil nous permettra de délimiter le débit qu'on veut avoir et faire véhiculer dans certains tronçons, vu que dans cette étude on a séparé les zones selon la source d'alimentation, on a eu besoin de préciser les débits qui circulent dans chaque zone.

VI.5 les clapets d'air :

Il existe deux types de clapets :

VI.5.1 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 monté en dérivation sur une tubulure en col de cygne

VI.5.2 Clapet 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.

VI.6 les poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100mm si le débit d'incendie excède 500l /min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150mm de diamètres dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200m.

VI.7 Les organes de mesure :

VI.7.1 Mesure de débit :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme
- Le venturi
- La tuyère

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. L'inconvénient des débitmètres est leur faible pression à débit réduit. En pratique, la mesure est inutilisable au-dessous de 10% du débit maximale.

VI.7.2 Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles.
- Les manomètres à soufflet.

1) Les manomètres à aiguilles :

Sont également utilisés dans les laboratoires de recherche. Le mouvement est transmis à l'aiguille soit par secteur denté soit par levier soit par membrane. L'avantage de la transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des secousses (vibrations).

Les manomètres commandés par membrane supportent une étendue de mesure jusqu'à 30 atmosphères. La pression est de 2 à 5% de la limite supérieure de la graduation. La déformation maximale au centre de la membrane ne dépasse pas 2mm. On les utilise également pour les gaz. Si les eaux sont agressives, la membrane est couverte d'un revêtement protecteur.

2) Les manomètres à soufflet :

Sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression le soufflet se déforme dans la direction axiale. Cette déformation pouvant atteindre 10% de la longueur du soufflet. Par rapport aux manomètres liquides, les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel. L'inconvénient des manomètres à membrane est leur sensibilité aux vibrations, en plus, les soufflets ne supportent pas les sur chauffages.

VI.8 Pièces spéciales de raccord :

VI.8.1 Les Tés :

Utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires sur la canalisation principale.

VI.8.2 Les coudes :

Utilisés en cas de changement de direction.

VI.8.3 Les cônes de réduction :

Ce sont des organes de raccordement cas de changement de diamètre.

VI.8.4 Les joints :

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée.

Les joints constituent la partie la plus fragile de la canalisation à cause de leur souplesse ; tout mouvement du tuyau s'articule sur le joint, ce qui provoque en lui des usures mécaniques. L'action des produits chlorés de l'eau et le dessèchement induisent le vieillissement des joints.

Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride. Les joints mécaniques ou à emboîtement sont utilisés pour relier les conduites enfouies dans le sol, alors que les joints à bride sont utilisés pour raccorder des tronçons à l'intérieur des constructions (station de pompage, station de traitement, etc.).

VI.9 Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons expliqué comment poser les canalisations selon la nature du terrain, on a aussi vu l'importance des accessoires dans un réseau d'AEP.

Les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

CHAPITRE VII

Protection et sécurité au travail

VII.1-Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance sur les plans financiers, production et surtout humain.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise.

Dans ce contexte qu'un certains nombres de dispositifs de consignes et de règlements dits (sécurité) est mis à la disposition des chantiers.

Ces règlements sont incotés stablement appliquées. Car ils contribueront à éviter au maximum les accidents et dégagement enfin la responsabilité des dirigeants du chantier.

Le domaine hydraulique, couvre un large éventail d'activité qui est différent par leur nature et leur importance tout en présentant des caractéristiques communes.

-travaux d'excavation et de terrassement

-creusement de puits.

-construction en bois, brique, pierres, béton, ou en éléments préfabriqués.

Ce qui distingue ces différentes activités des autres branches de l'industrie ce sont:

-l'instabilité des lieux de travail et la variation des durée de chantier.

-les modifications intervenant au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

- l'utilisation d'une importante main-d'œuvre sans qualification.

VII.2-Les besoins matériaux matériels et humaine : les besoins nécessaires au lancement du projet sont.

VII.2.1-Les besoins matériels :

L'objet fondamental est d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur le coût du projet et son délai d'exécution et envisager la protection et sécurité du travail a une importance non négligeable tant

Chapitre VII : Protection et sécurité au travail

du point de vue économique que social. Au cours des dix dernières années, le nombre des accidents du travail dus au matériel et engins de terrassement a été réduit de moitié.

Les opérations les plus importantes sont mentionnées ci-dessous :

VII.2.2-Excavation des tranchées: cette opération est représentée dans les éléments suivante.

a-La pelle :

Permet d'extraire les matériaux et de les charger dans un engin ou un véhicule de transport. Elle possède une structure de protection du poste de conduite en cas de retournement.

-Risques spécifiques liées :

-renversement.

-découverte d'engins de guerre.

-présence de cavités.

b- Le déblai : sera réalisé mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver doit atteindre 1 m Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

La largeur du tranché = ϕ conduite + 0.6m

c-Le camion de chantier:

Utilisé pour transporter sur routes les fournitures nécessaires au chantier.

-Risques spécifiques liées :

-circulation sur chantier.

-circulation sur routes.

d-Le compactage

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération nous utilisons un compacteur à rouleau lisse.

-Risques spécifiques liées :

-Perturbation du trafic.

-circulation au milieu de la piste.

-Manœuvre fréquente :

-marche avant, marche arrière, demi-tour.

e-Les besoins matériels :

-Canalisations en PEHD

-Les accessoires : vidanges, ventouses, robinets vanne ; etc...

-le sable : pour la pose de canalisations.

VII.2.3-Les besoins humaines : ils sont nombreux, on cite.

a.Le maître d'ouvrage :

Est la personne, morale ou physique, publique ou privée, propriétaire ou affectataire d'un patrimoine immobilier. Il doit assurer la bonne gestion à la fois prospective et curative de son patrimoine. Il effectue la programmation des opérations nouvelles pour lesquelles il doit raisonner en coût global sur la durée de vie du patrimoine. Il peut confier la conduite d'opération à un prestataire.

b. Le maître d'œuvre :

Est la personne, morale ou physique, publique ou privée, chargée de traduire en termes techniques les besoins du maître d'ouvrage et de les faire réaliser (conception des cahiers des charges, passation des marchés et rédaction des contrats, surveillance des travaux et des prestations, réception des ouvrages...).

c. Les conducteurs d'engins de chantier : déblayent le terrain.

-Conducteurs d'engins (pelle) :

Entretien régulier de la zone d'extraction.

-Conducteur d'engins (le camion de chantier) :

-obligation de rester dans la cabine

- circulation à vitesse modérée dans la zone de chargement.

d. Les ouvriers : réalisent les opérations de la pose des canalisations.

-Bureau de contrôle.

-Entreprise de réalisation.

VII.3-Equipements de protection individuelle :

Equipements de protection individuelle sont des dispositifs ou moyens destinés à être portés ou tenues par une personne en vue de la protéger contre les risques susceptible de menacer sa santé ainsi que sa sécurité.

Ils sont fournis à titre gratuit, par l'employeur. ce dernier doit fixer les conditions de mise à disposition d'utilisation , d'entretien et de stockage des EPI , en informer le personnel concerné (consignes écrites) et vérifier à leur utilisation .

VII.4 La surveillance médicale :

La surveillance médicale peut être renforcée elle a pour but d'apprécier si le salarié est apte à exercer les activités prévues dans son contrat de travail, compte tenu de son état physique et mental et des caractéristiques su poste de travail.

Les visites médicales périodiques ont lieu tous les 24 mois. Le médecin du travail peut moduler la périodicité des visites en fonction des recommandations de bonne pratique disponibles en en médecine du travail.

La périodicité des visites médicales peut dépasser 24 mois si des entretiens infirmiers sont mis en place.

Certains risques professionnels exigent une surveillance médicale spécifique

VII.5-Définition de l'Accident de travail et la maladie professionnelle :

VII.5.1-L'Accident de travail:

L'accident du travail se distingue de la maladie professionnelle, dont l'apparition est progressive, par son caractère soudain. Le dommage subi par le salarié doit être apparu de façon subite : chute, blessure avec un outil, intoxication, lésions cervicales, etc. La lésion peut être d'ordre physique (hernie, plaie, fracture, ...) mais aussi psychologique (état dépressif, stress, ...). Mais le seul critère de soudaineté ne suffit pas à distinguer l'accident de travail de l'accident non-professionnel. Un lien direct doit donc également exister entre l'accident et le travail.

VII.5.2-La maladie professionnelle:

Résulte de l'exposition à un risque, auquel est exposée une personne à son poste de travail.

Une maladie professionnelle est la conséquence de l'exposition, plus ou moins prolongée, à un risque qui existe lors de l'exercice habituel de la profession.

VII.6-Les étapes de l'évaluation des risques:

L'évaluation des risques professionnels est une composante essentielle de la démarche de prévention des risques au sein de l'entreprise. Elle se structure en 4 parties distinctes.

Dans le Code du travail, l'évaluation des risques professionnels (ceux qui ne peuvent être évités) est l'un des principes généraux de prévention des risques.

L'évaluation des risques (EVR) consiste à s'interroger sur la nature des dangers, le nombre de salariés potentiellement exposés ainsi que le lieu et la durée d'exposition.

C'est une étape cruciale dans la démarche de prévention des risques au sein de l'entreprise et elle se décompose en 4 parties distinctes.

Cette démarche vise aussi bien les choix de procédés de fabrication, les équipements de travail, les substances ou préparations chimiques, l'aménagement ou le réaménagement des lieux de travail, les installations ou encore la définition des postes de travail.

Elle consiste à faire l'inventaire des risques, puis à les classer pour mettre en œuvre les actions de prévention appropriées.

Etape 1 : Préparer l'évaluation

Lors de la préparation de l'EVR, l'employeur désigne une personne ou un groupe qui coordonne et rassemble les documents disponibles en interne qui concernent la sécurité:

- une analyse des accidents du travail et des maladies professionnelles,
- un inventaire des incidents et des dysfonctionnements,
- les fiches de données de sécurité mises à disposition par les fournisseurs de produits,
- les comptes rendus de réunions du CHSCT,
- les rapports du médecin du travail,
- Les certificats de contrôle d'organismes vérificateurs,
- le bilan social en matière d'hygiène et de sécurité,

-les questionnaires adressés aux salariés.

-Enfin, il définit le cadre, les outils et les moyens alloués à cette évaluation.

Etape 2 : Faire un inventaire des risques dans chaque "unité de travail"

Pour faire l'inventaire des risques, l'entreprise doit être découpée en unités de travail.

La notion d'unité de travail varie d'une situation à l'autre : il peut ainsi s'agir d'un simple poste de travail, d'un type de poste occupé par plusieurs salariés ou encore d'une situation géographique de travail (un chantier par exemple).

L'inventaire consiste à repérer les dangers et à mesurer leur impact en se basant sur :

- les connaissances scientifiques et techniques,
- la connaissance de la réalisation potentielle d'un dommage,
- les expériences et les savoir-faire des opérateurs,
- les observations sur les dangers.

Cette identification nécessite de s'appuyer sur les compétences internes et, si nécessaire, sur des compétences externes.

Les risques auxquels peuvent être exposés les salariés sont divers : chute de plain-pied, manutention manuelle, travail sur écran, éclairage, machines et équipements de travail, etc.

Etape 3 : Classer les risques

Pour classer les risques, il faut analyser :

- l'activité de l'opérateur (décrire son activité, par exemple les caractéristiques d'un mécanisme dangereux),
- les processus d'apparition des dommages (mesures de prévention pour agir sur les déterminants de l'activité de façon à réduire les phénomènes dangereux).

Les risques peuvent être analysés selon plusieurs critères : la régularité de la réapparition du risque, le nombre de salariés concernés au poste, la gravité des conséquences, etc.

Etape 4 : Proposer et mettre en œuvre les actions de prévention

Pour chaque risque identifié et classé, l'employeur formalise les actions de prévention.

Elles peuvent prendre des formes diverses :

Chapitre VII : Protection et sécurité au travail

- Engagement de formations destinées aux salariés,
 - Élaboration de nouvelles consignes de travail,
 - Modernisation des équipements de travail ou aménagement des locaux,
- Etc.

VII.7- l'analyse des actions et conditions dangereuses pendant l'organisation de la construction du système d'AEP :

Tab.VII.1 : les actions dangereuses.

Actions dangereuses	Possibilité d'élimination
Ad n°1 : intervenir sur des machines en mouvement : réparation d'une pompe en mouvement.	Avant la réparation de la pompe il faut assurer que la pompe ne fonctionne pas.
Ad n°2 : intervenir sur des installations sous tension : pose de canalisation dans un terrain comportant des câbles d'électricité	Utilisation de plan de masse bien détaillé avant d'entamer un projet de pose de canalisation
Ad n°3 : agir sans prévenir : pénétrer dans un réservoir sans avertir	Avertir avant de faire quoi que ce soit
Ad n°4 : neutraliser les dispositifs : réparation des fuites au niveau du réseau d'AEP sans fermeture des vannes	Fermer les vannes avant d'entamer les travaux de réparation des conduites
Ad n°5 : ne pas utiliser les équipements de protection : pose de la conduite profonde sans casque	Utiliser des casques lorsque la pose des conduites d'AEP

Chapitre VII : Protection et sécurité au travail

Tab.VII.1 : les actions dangereuses.

Ad n°6 : mauvais utilisation d'un outillage : compacter le sol après pose de canalisation avec des camions	Utiliser les compacteurs pour les opérations de compactage
Ad n°7 : imprudence durant le stockage : passer sous une charge suspendue	Faire prudence aux objets maintenus
Ad n°8 : adopter une position peu sûre : travailleur qui prend son déjeuner sur les échafaudages lors de la construction d'un château d'eau	Faire attention aux positions prises, travailler sur les échafaudages et faire des pauses et manger sur le sol
Ad n°9 : attitude inapproprié : utiliser une chaise pour lire la graduation des pipettes dans les laboratoires d'analyse d'eau	Utiliser le matériel adéquat
Ad n°10 : rythme de travail inadapté : cadence de travail trop rapide	Planifier de façon adéquate les tâches et leurs horaires

VII.8 Conditions dangereuses

Une condition dangereuse sur le lieu de travail qui est susceptible de causer des dommages matériels ou des blessures.

Tab VII.2 : Condition dangereuses

Condition dangereuses	Possibilité d'élimination
Cd n°1 : Installation non protégé : Dans les fouilles de tranchées, même de faible profondeur, les risques d'éboulement peuvent provoquer l'effondrement de l'engin	Définition des zones d'évolution nécessaires à l'utilisation en sécurité de l'engin

Chapitre VII : Protection et sécurité au travail

Tab VII.2 : Condition dangereuses

Cd n°2 : Installation mal protégée : ancien clapets antipollution non contrôlable dans un réseau d'AEP	Le nettoyage de clapets antipollution non contrôlable.
Cd n°3: Protection individuelle inexistante : absence de gants et lunette de protection dans le laboratoire d'analyse (station de traitement)	Mettre les gants et les lunettes à la disposition des travailleurs et leur imposé un port permanent de ses dispositifs
Cd n°4 : Outillage en mauvais état : Echelle en mauvais état établi lors de l'entretien d'un château d'eau.	Vérification et renouvellement de l'échelle
Cd n°5 : Défaut dans la conception : pose de station de pompage sur une conduite de gaz enterré	Vérification minutieuse des plans VRD avant d'entamer le projet
Cd n°6 : Matière défectueuse : ciment de mauvaise qualité pour la construction du réservoir	Vérification de la qualité de ciment utilisé
Cd n°7 : Stockage irrationnel : mauvais disposition des matériels dans un magasin	Formation de magasinier qualifiés et rangé minutieusement les matériels
Cd n°8 : Mauvais disposition des lieux : Escalier en charpente très penté dans un château d'eau	Affaiblir la pente des escaliers et la confectionner de façon circulaire
Cd n°9 : Eclairage défectueux : station de dessalement sans éclairage	Etablissement de l'éclairage
Cd n°10 : Facteurs d'ambiance impropre : apeure dans le laboratoire d'analyse de traitement des eaux	Etablir des dispositifs anti bué.

VII.9 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VII.9.1 Protection individuelle :

Pour mieux protéger les ouvriers contre les dangers pendant l'exercice de leurs activités, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casque, gant, chaussures, lunette protectrice etc.)

Remarque : toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégé par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).

Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.

Les travailleurs œuvrent à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VII.9.2 protection collective :

Equipement en mise en œuvre du béton :

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

1-Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent les poste de travail où la sécurité n'admet pas de négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter du personnel compétent.
- procéder aux vérifications périodique des engins d'élevage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.
- Définir et organiser les flux de circulation :
 - définir les priorités.
 - définir la principale signalisation et mettre en place les dispositifs associes.

Chapitre VII : Protection et sécurité au travail

-interdire le dépassement des engins de transport.

-limiter le nombre de personnel à pied et interdire l'accès au chantier à toute personne extérieure à celui-ci.

- s'assurer que tous les intervenants à pied sont équipés d'un vêtement haut visibilité.

2-Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

VII.10 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons expliqué comment assurer la sécurité sur chantier pendant les travaux de réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable, tout en garantissant la protection humaine.

Conclusion générale

La dégradation des réseaux d'eau potable est un phénomène continu dans le temps qui nécessite une réhabilitation programmée sur une longue période. Par sa conception et son contenu, la réhabilitation des systèmes d'AEP constitue une action structurante réalisable par étapes, en vue d'améliorer durablement la qualité de service public de l'eau.

A partir d'un diagnostic du service d'alimentation en eau potable de la ville de TAOURGA (W.Boumerdes) et son mode de fonctionnement, on a pu identifier les dysfonctionnements et de proposer des solutions en prenant en compte les besoins à long terme.

Notre travail consistait à déterminer par secteur géographique le type d'action à entreprendre. Il comprend les phases suivantes :

1- Identifier l'état des ouvrages hydrauliques en relevant toutes les caractéristiques techniques disponibles sur plan.

2- Analyse de la production.

3- Etablissement du bilan besoins-ressources.

4- Projection d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable de type combiné à l'horizon 2047.

5- Vérification des diamètres, linéaires et matériaux et quantifier les fuites sur les canalisations, l'état du génie civil.

A la lumière de cette étude, nous nous permettons de conclure qu'après avoir estimé les besoins en eau actuelle et futur, ces besoins ne peuvent suffire avec l'apport existant au futur. Comme solution à ce déficit, on suggérera la mise en marche du forage F2 qui est actuellement en état d'arrêt et l'exploiter avec un débit minimum de 7 l/s à l'horizon 2047.

Nous avons aussi cité quelques anomalies au niveau des forages, des ouvrages de stockage et du réseau de distribution. et recommander un entretien périodique des ouvrages de stockage.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1-Dr B.SALAH «cours Alimentation en Eau Potable des Agglomérations», E.N.S.H.BLIDA.2014,pages 20-25.

2-P.Malaval,«réseau d'alimentation en eau potable»,IGREF,Paris1970.

3-Bureau d'Etudes Etudes hydraulique et environnement. «Révision du PDAU Commune de TAOURGA» W. BOUMERDES,2016,page 12

4- ROSSMAN L.A. (2003).EPANET 2.0 Simulation hydraulique et qualité pour les réseaux d'eau sous pression, manuel de l'utilisation. USA2009,page 22.

5-DUPONT « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles Paris 1977,page 237

6- Zelmati Othmane, «Mémoire de fin d'étude Alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain de Hassi Maameche w .Mostaganem»2016

7-Mr BENHAFID,«cours protection et sécurité au travail», ENSH 1992, pages 2-15.

8-Mekhaldi Bouchra«Mémoire de fin d'étude étude de diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville d'Ouled Sabor W.Sétif»,2016

9-CHERANTI Seyyid ali Ridha «Mémoire de fin d'études Diagnostic et réhabilitation du réseau d'AEP de la commune d'EL MARSА (w. Chlef). »2014.

10-Abramov.N, «Alimentation en eau potable », Edition Mir, Moscou, 1982,pages 30-34

ANNEXES

ANNEXE 1:

La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant[10].

Heures	Nombre d'habitants				Agglomération rurale
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	
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	4.7	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	3.75	2
23-24	1	1,5	3.3	3.7	1
Total	100	100	100	100	100

ANNEXE2:

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

تیبکس

3 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=4,5 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/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 Om)
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

SUITE ANNEXE 2 :

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

تیبکس

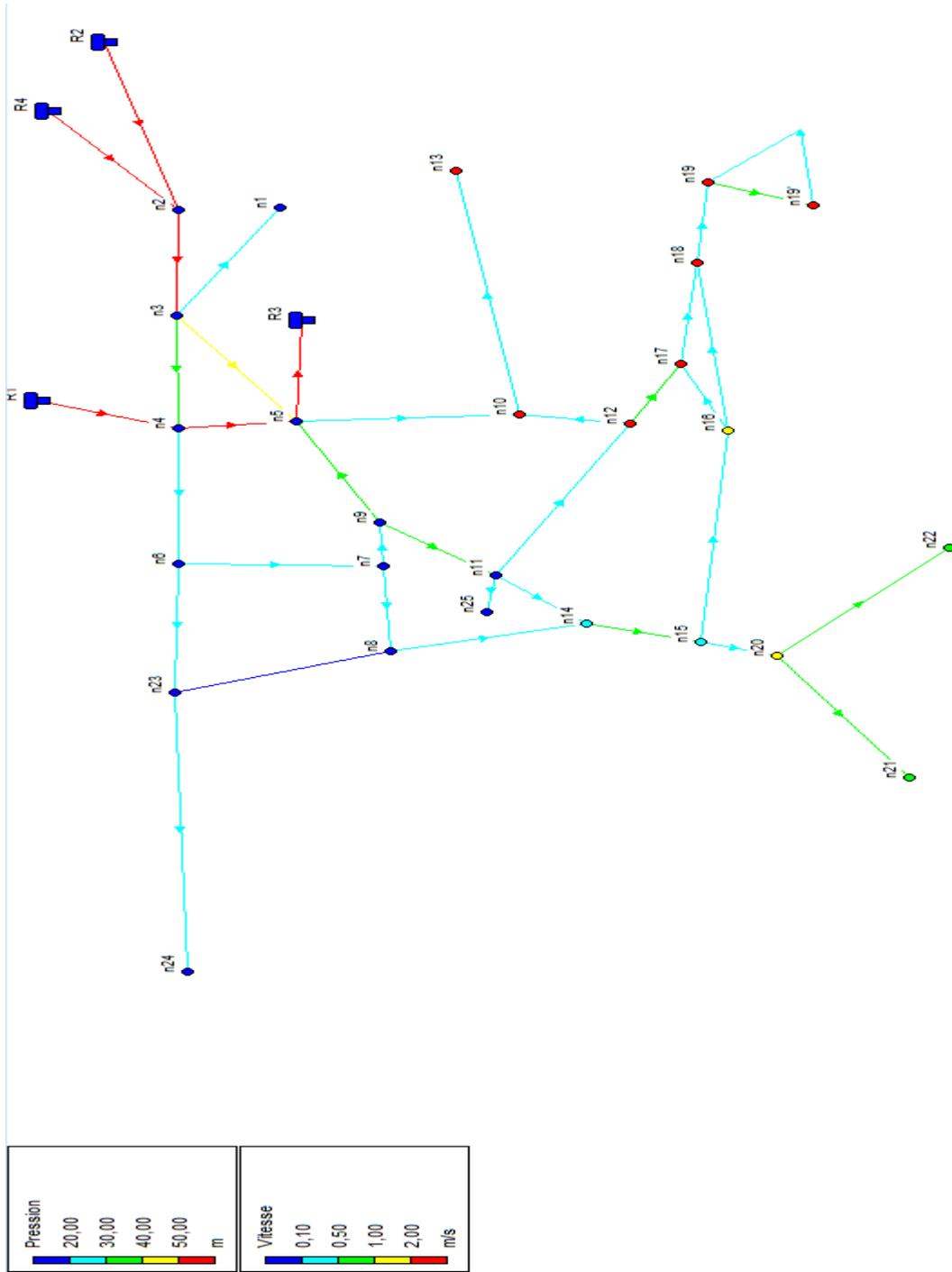
3 Conception du réseau en PEhd

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

D=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/100 0m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)
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

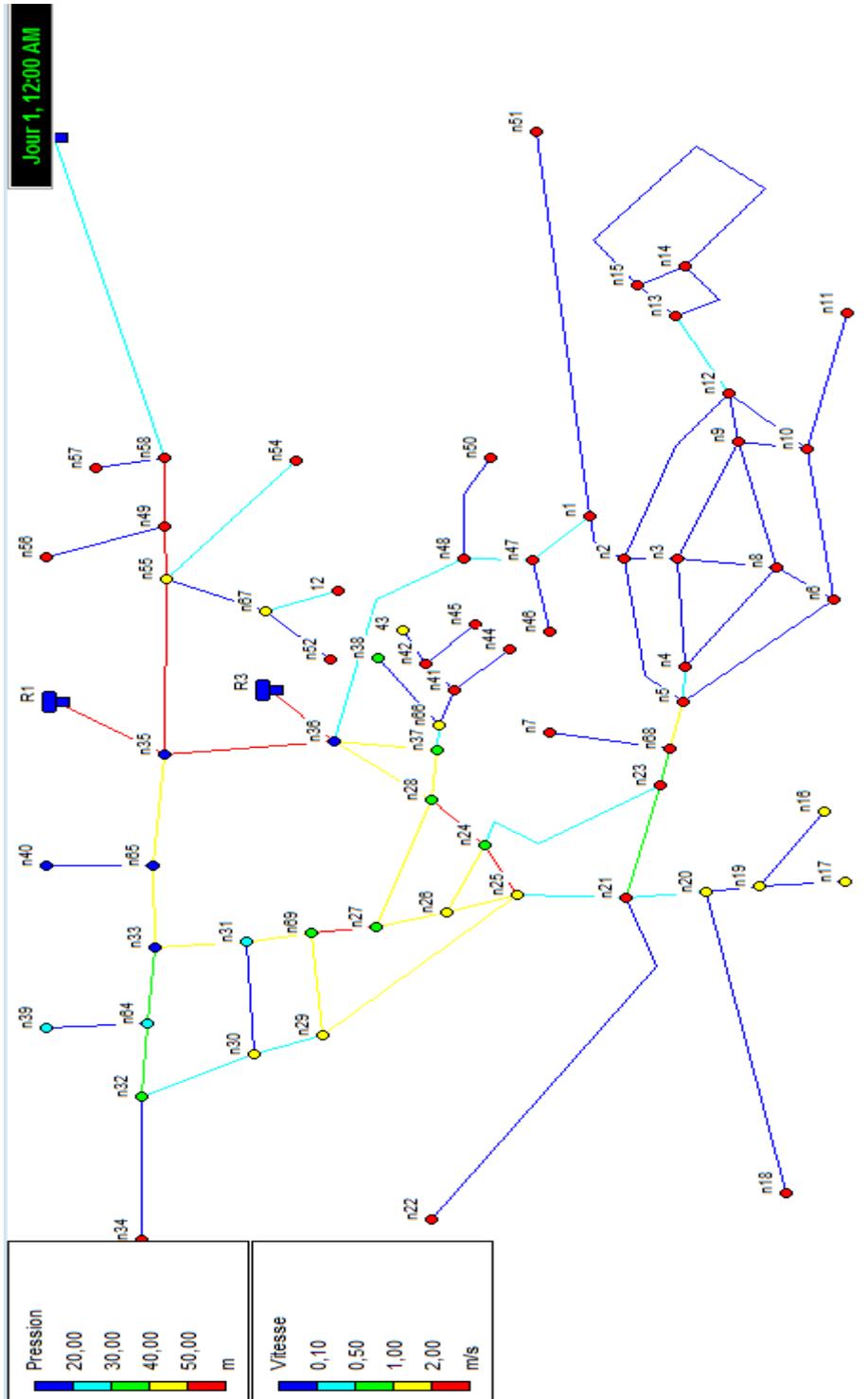
ANNEXE 4:

Les schémas de simulation Epanet en cas de pointe(l'horizon 2047)



ANNEXE 3:

Les schémas de simulation Epaneten cas de pointe(l'Etat actuel)



ANNEXE 5:

Les schémas de simulation Epanet en cas de pointe plus incendie (l'horizon 2047)

