

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المركز الجامعي بلحاج بوشعيب - عين تموشنت
Centre Universitaire BELHADJ Bouchaib - Ain-Temouchent



Institut de Technologie
Département de Génie de l'Eau et de l'Environnement

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master

Filière : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Thème :

Etude d'alimentation en eau potable de l'extension POS
Sud-ouest de Chabaat-El-Leham

Soutenu : Juin 2018

Par: M^{elle} Yahi Imane

Devant le jury composé de

Mme.N. BAGHLI	MCB	Président
Mr .M.BENAICHA	MAA	Examineur
Melle. H. BENCHEKOR	MAA	Examineur
Dr. H. BELARBI	MAA	Encadreur
Mr. H. ABABOU	Ingénieur DREE	Co-Encadreur

Année Universitaire : 2017/2018

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المركز الجامعي بلحاج بوشعيب - عين تموشنت
Centre Universitaire BELHADJ Bouchaib - Ain-Temouchent



Institut de Technologie
Département de Génie de l'Eau et de l'Environnement

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master

Filière : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Thème :

Etude d'alimentation en eau potable de l'extension POS
Sud-ouest de Chabaat-El-ELham

Soutenu : Juin 2018 Par: M^{elle} Yahy Imane

Devant le jury composé de

Mme.N. BAGHLI	MCB	Président
Mr .M.BENAICHA	MAA	Examineur
Melle. H. BENCHEKOR	MAA	Examineur
Dr. H. BELARBI	MAA	Encadreur
Mr. H. ABABOU	Ingénieur DREE	Co-Encadreur

Année Universitaire : 2017/2018

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné la capacité d'entreprendre ce projet de fin d'études et de le mener à terme au temps voulu.

Ce travail n'aurait pas pu être ce qu'il est sans le soutien et l'aide de mes encadreurs Madame BELARBI Halima et Monsieur ABABOU Habib, pour leur soutien et ses idées scientifiques qui m'ont été très précieux.

Trouve mes vifs remerciements vont aussi aux membres de juger ce travail.

Mr BEN AICHA et Mme Benchekour et Mme BAGHLI

J'adresse aussi mes remerciements à l'ensemble des enseignants de l'Institut de Technologie et du département de Génie de l'Eau et de l'Environnement. Ainsi, que tout le personnel de la Direction de Ressources en Eau et de l'Environnement de la wilaya d'Ain-Temouchent et sa subdivision de Chabaat-El-ELham.

A la fin je tiens à remercier tous mes proches amies et mes collègues d'étude et particulièrement ma promotion

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont m'aidé dans la réalisation de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.

❧ DEDICACE ❧

C'est avec mon énorme plaisir, un cœur ouvert et une joie immense, que Je dédie ce modeste travail à, Au secret de mon bonheur, Au soleil de mes jours, ,, chère mère « Hocine Taoies » que j'adore, et Je lui souhaite santé et longévité

*À chère père « yahi abd el Xader » Je lui souhaite santé et longévité
A MES sœurs HOUDA ET OJARDA qui m'a toujours aidé et encouragé, qui était toujours à mes côtés avec ses précieux conseils. A ma petite princesse Lobna Djihane.*

A toute ma famille, et mes amis, à tous qui me connaisse, et m'aime, je vous dis merci à toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Yahi Imane

Résumé

Le but de ce travail est de dimensionner un réseau d'alimentation en eau potable du POS Sud-ouest Chabaat-El-ELham. En effet, le POS Sud-ouest Chabaat-El-ELham est une nouvelle extension. Ce projet ambitionne de desservir en eau potable une population de 10810 habitants.

Un réseau mixte est envisagé pour l'alimentation en eau potable. Le schéma du réseau comprend deux mailles avec des ramifications comportant dix-sept tançons. Les résultats de dimension obtenus à partir du conduite principale de 200 mm de diamètre qui transfert d'eau d'un réservoir de capacité 1000 m³ ont donnés des diamètres comprises entre 56 et 188 mm.

Mots clés : Réseau, AEP, Mixte, Dimensionnement, POS Sud-ouest Chabaat-El-Laham.

التلخيص

الهدف من هذا العمل هو حساب شبكة التزويد بالماء الشروب لمنطقة الجنوب الغرب لبلديه شعبه اللحم في الواقع فان إمداد منطقه الجنوب الغربي لشعبه اللحم مشروع توسعه جديد , يرمي إلى تزويد منطقه بالماء الشروب بكتافه سكانية قدرت ب 10810 شخص

ومن المتوخى إنشاء شبكة مختلطة لإمداد مياه الشرب . يتضمن الرسم التخطيطي للشبكة اثنين من الشبكات مع تداعيات تضم سبعة عشر مقطعا . نتائج البعد التي تم الحصول عليها من الأنبوب الرئيسي بقطر 200 مم والتي تنقل الماء من خزان سعة 1000 م³ تعطي أقطار تتراوح بين 56 و 188 ملم

الكلمات المفتاحية

(إم,ش) إمدادات بالماء الشروب , شبكة مختلطة , حجم الشبكة , خطة الأشغال الارضية (خ ا ض) شعبه اللحم

Abstract

The purpose of this work is to calculate the network of supply of drinking water to the south-west of the municipality of the meat division in fact, the supply of the south-west area of the flesh of the flesh of a new expansion project, designed to provide the area with drinking water with a population estimated at 10810 people

A mixed drinking water supply network is envisaged. The network diagram includes two networks with 17-segment implications. The results of the dimension obtained from the main pipe diameter 200 mm, which transport the water from the tank capacity of 1000 m³ give diameters ranging from 56 to 188 mm

Key words

Ground occupation plan(G, o, p); Mixed Sizing, Sizing the network, Water supply

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

GENERALITE SUR LE SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Figure I.1.	: Schéma général d'alimentation En eau potable	3
Figure I.2	: Prise dans le fond du lit d'une rivière	4
Figure I.3	: Prise au milieu de rivière	4
Figure I.4	: Captage d'eau de source	4
Figure I.5	: Schéma de traitement des eaux	5
Figure I.6	: une adduction gravitaire	6
Figure I.7	: une adduction par refoulement)	6
Figure I.8	: Réservoir d'eau	9
Figure I.9	: réseau ramifié	11
Figure I.10	: réseaux étagés	11

CHAPITRE II

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure II.1	Découpage administratif de la wilaya d'Ain Témouchent	18
Figure II.2	Population occupée par tranche d'activité	21
Figure II.3	Carte hydrogéologique de la zone d'étude	22
Figure II.4	Répartition mensuelle des précipitations de la station d'Ain Témouchent. Période (1950-2004)	24
Figure II.5	Répartition mensuelle des températures De la station d'Ain Témouchent. Période 1950-2004	25
Figure II.6	Situation d'alimentation en eau potable Chabaat (Subdivision el mellah	28
Figure II.7	Situation d'assainissement Chabaat	32
Figure II.8	Schéma situation hydraulique zone Sud Ouest Chabaat	35

Chapitre III
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Figure III.1	: Représentation graphique de consommation en eau domestique d'agglomération	48
---------------------	--	----

Chapitre IV
DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION PAR LA
METHODE D'HARDY CROSS

Figure IV.1	: Schéma réseau pos sud ouest Chabaat	64
--------------------	---------------------------------------	----

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

GENERALITE SUR LE SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Tableau I.1	: Fonctions d'un réservoir	9
--------------------	----------------------------	---

CHAPITRE II

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau II.1	: Recensement général de la population et de l'habitat 2008	19
Tableau II.2	: Répartition de la population De la commune Chabaat	20
Tableau II.3	: Population occupée par secteur D'activité	20
Tableau II.4	: Répartition pluviométrique mensuelle De la station d'Ain-Temouchent. Période 1950-2004	24
Tableau II.5	: Températures moyennes interannuelles de la station d'Ain-Temouchent. Période Tableau II.6 Normales d'évaporation potentielle enregistrée Dans la station d'Ain-Temouchent. Période 1950-2004	24
Tableau II.6	: Tableau II.6 Normales d'évaporation potentielle enregistrée Dans la station d'Ain-Temouchent. Période 1950-2004	25
Tableau II.7	: Situation socio économique	26
Tableau II.8	: Caractéristique du barrage Béni-Bahdal	29
Tableau II.9	: Etat actuel du réseau d'adduction	29
Tableau II.10	: Caractéristique de la station de dessalement BWC	30
Tableau II.11	: Caractéristique du réservoir	31

Chapitre III

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau III.1	: Equipment domestique de la zone sud ouest CHABAT EL HEM	38
Tableau III.2	Différentes Equipements	40
Tableau III.3	Evolution de la population	41
Tableau III.4	Besoin domestique pos sud ouest Chabaat	42
Tableau N°III.5	besoins eau des équipements	43
Tableau III.6	.Récapitulations des besoins en eau de l'agglomération	43
Tableau III. 7 :	β max en fonction de nombre d'habitat	44
Tableau III. 8	besoins en eau de l'agglomération sans majoration	44
Tableau III. 9	13 Majoration des besoins	45
Tableau III. 10	La variation horaire en fonction du nombre de la population	46
Tableau III .11	Consommation horaire	47

Chapitre IV

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION PAR LA METHODE D'HARDY CROSS

Tableau IV.1	: longueur de chaque tançons	52
Tableau IV.2	: les débits en route	54
Tableau IV.3	: les débits aux nœuds	55
Tableau IV.4	: Calcule des diamètres des tançons	57
Tableau IV.5	calcul des approximations du réseau maillé	59
Tableau IV. 6	1 ère étape d'itération par méthode de Hardy Cross	60
Tableau IV. 7	2 ème étape d'itération par méthode de Hardy Cross	61
Tableau IV.8	Calcule des débits en route et Débits aux nœuds (méthode manuelle) :	62
Tableau IV .9	Tableau des nœuds - arcs:	66
Tableau IV .10	Résultats aux nœuds:	67
Tableau IV .11	Résultats aux arcs:	68

SIGNES ET ABRÉVIATIONS

DRE	Direction des Ressources en Eau
ADE	Algérienne Des Eaux
POS	Plan d'Occupation Sol
ANRH	Agence Nationale des Ressources Hydrauliques
APC	Assembleur Populaire Communale
ACL	Agglomération Chef Lieu

TABLE DES MATIERES

Résumé

المخلص

Abstract

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des abréviations

Introduction générale 1

CHAPITRE I

GENERALITE SUR LE SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Introduction	3
I.1 Présentation générale d'un système d'alimentation en eau potable	3
I.1.1 Captage des eaux de surface et souterraine	4
I.1.1 Captage des eaux de surface	4
I.1.1.2 Captage des eaux de sources	4
I.1.2 Traitement des eaux	5
I.1.3 Adduction : Conduite d'adduction	5
I.1.3.1 Choix du tracé	7
I.1.3.2 Choix de matériau des conduites	7
I.1.4 Le pompage	7
I.1.4.1 Critères de l'emplacement de la station de pompage.	8
I.1.4.2 Choix du type de pompe.	8
I.1.5 Accumulation	9
I.1.5.1 Fonction générales des réservoirs)	9
I.1.5.2 Emplacement des réservoirs	9
I.1.5.3 Classification des réservoirs	10
I.1.6 Distribution	10
I.1.6.1 Les conduites principales de distribution	12
I.1.6.2 Les conduites secondaires de distribution	12
I.1.6.3 Conception du réseau	12
I.1.6.4 Principe de tracé d'un réseau maillé	13

1.1.6.5	Choix du matériau des conduites	13
1.1.6.6	Accessoires du réseau de distribution	13
1.1.6.7	Pièces spéciale de raccordement	14
I.2	Gestion des réseaux d'alimentation en eau potable	15
Conclusion		16

CHAPITRE II

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction		.18
II.1	Situation géographique de la ville Chabaat El Ham	18
II .2	Situation démographique de la ville de Chabaat-El-Ham	19
II.3	Situation géologique	21
II.4	Situation hydrogéologique	22
II.4.1	Aquifère des basaltes	22
II.4.2	Tufs basaltique	22
II.4.3	Les scories	23
II.4.4	Les coulées	23
II.5	Situation climatique	23
II.5.1	Pluviométrie	23
II.5.2	Température	24
II.5.3	Vent	26
II.5.5	Humidité	26
II.6	Situation socio économique	26
II.7	Situation Hydraulique	27
II.7 1	Situation d'alimentation en eau potable	27
II.7.1.1	Dessalement	27
II.7.1.2	Caractéristique de la source d'eau	29
II.7.1. 3	Adduction	29

II.7.1.4	Caractéristique du traitement	30
II.7.1.5	Ouvrage de stockage	30
II.7.1.6	Distribution	31
II.7.2	Situation d'assainissement	31
II.7.3	Présentation général des plans d'occupation sol du Chabaat	32
II.7.3.1	Définition POS1 Sud-ouest	32
II.7.3.2	Situation et limite géographique	33
II.7.2.4	Situation topographique	33
II.7.2.5	Situation géologique	33
II.7.2.6	Nature Juridique	34
Conclusion.		.35

Chapitre III Estimation des besoins en eau de la population POS sud ouest Chabaat

Introduction	37
III.1. Variation de la consommation	37
III.1.1. Etude des variations des débits journaliers	37
III.1.2. Répartition de la population	38
III.1.4. Evaluation de la population future	40
III.2 catégories des besoins en eau	41
III.2.1 Estimation des besoins :	41
III.2.1.1 Choix de la norme unitaire de la consommation :	41
III.2.1.2 Détermination de la consommation moyenne journalière	42
III.2.1.3 Calcul des besoins en eau pour chaque groupe De consommation	42
III.2.3.1 Besoins domestiques	42
III.2.1.3.2 Besoin de l'équipement	43
III.2.1.3.3 Récapitulations des besoins en eau de l'agglomération	43
III.3 Détermination des débits journaliers :	43
III.3.2 Récapitulations des besoins en eau de l'agglomération sans majoration	44
III.3.3 Majoration des besoins	45
III.3.4 Etude des variations des débits horaires	45
III.3.5 Variation horaire de la consommation totale	45
III.3.6 : Calcul de la consommation horaire	47
Conclusion	49

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau De distribution Par la méthode d'HARDY CROSS

De distribution Par la méthode d'HARDY CROSS

Introduction	51
IV.1 Conception du réseau :	51
IV.2 Longueur des tronçons du réseau de distribution :	52
IV.3 Détermination du réseau de distribution :	52
IV.3.1 Détermination des débits pour le réseau mixte	52
IV .3.2 Débit spécifique:	53
IV. 3.3 Détermination du débit en route :	53
IV .3.4 Détermination des débits aux nœuds :	54
IV .3.5 Calcule de réseau de distribution	55
IV.4 La méthode de HARDY CROSS	55
IV.4.1 La base de la méthode :	56
IV.4.2 Principe de la méthode de HARDY CROSS :	56
IV.4.3 Calcule des diamètres des tançons :	56
IV.4.4 Calcule des pertes de charge	57
IV.4.5 Calcule des débits correctifs :	58
IV.4.6 Calcule des pressions de sol :	59
IV.4.7 Calcule de la cote piézométrique du point de piquage :	61
IV.4.8 Calcule des débits en route et Débits aux nœuds (méthode logiciel) : Epanet	64
IV.4.9 Présentation du logiciel Epanet	65
IV.4.10 Résultat simulation par (méthode logiciel) Epanet	65
Conclusion	68

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile, tant en raison de l'accroissement de la Population et de son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles modernes (Saidi .A . ,2017).

Vu la dilapidation se capital précieux qui augmente du jour au lendemain, il est nécessaire même indispensable de prévoir une culture de l'eau c'est à dire des méthodes rationnelles pour le dimensionnement des projets d'alimentation en eau potable, d'irrigation, de gestion et de distribution (Saidi .A . ,2017).

Dans le cas d'alimentation en eau potable d'une agglomération, il faut à la fois satisfaire le consommateur et répondre aux circonstances actuelles. C'est dans ce sens que s'inscrit notre travail ayant comme objectif l'étude du dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable Plan d'Occupation Sud-ouest Chabaat-El-ELham. Pour ce fait, notre étude se scinde essentiellement en une introduction générale, quatre chapitres et une conclusion générale.

- Le premier chapitre donne un aperçu général sur les systèmes d'alimentation en eau potable ;
- Dans le deuxième chapitre la zone d'étude est présentée ;
- Le troisième chapitre estime les besoins en eau de l'agglomération de la zone d'étude
- Dans le dernier chapitre contient deux parties. La première partie consiste à calculer les diamètres par méthode de Hardy cross. La deuxième partie présente la simulation du réseau.

Et enfin une conclusion générale qui met l'accent sur l'étude.

Chapitre I

Généralité sur le système d'alimentation en eau potable

CHAPITRE I

GENERALITE SUR LE SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Introduction

Une bonne étude de l'alimentation en eau potable d'une agglomération nécessite la connaissance de certains paramètres fondamentaux pour le bon dimensionnement du réseau de distribution. Dans ce chapitre, nous nous proposons de mettre le point sur les différents composants nécessaires pour la conception et le dimensionnement d'un réseau d'Alimentation en Eau Potable (AEP).

I.1 Présentation générale d'un système d'alimentation en eau potable

Un système d'alimentation en eau potable (AEP) est composé d'un ensemble d'infrastructures et d'installations nécessaires à satisfaire tous les besoins en eau potable.

Le système d'AEP comporte différents composants dont les constructions et les installations affectées au captage (1,3), au traitement (5), au transport (2, 6, 8), au stockage (7) et à la distribution de l'eau potable (9) chez les différents consommateurs (10) (Figure I.1).

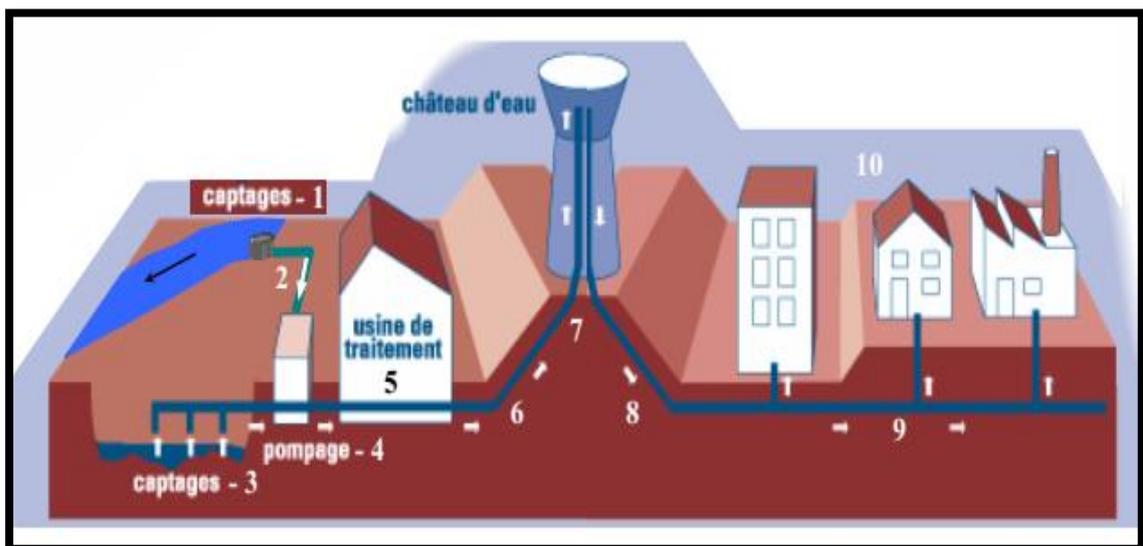


Figure I.1: Schéma général d'alimentation en eau potable (Abdelhamid., 2012)

I.1.1 Captage des eaux de surface et souterraine

Les captages sont les travaux effectués pour prélever les eaux naturelles en vue de l'alimentation, ils peuvent concerner soit l'eau présente dans le sous-sol, sous forme de nappes d'eau souterraine (sources, puits ou forages)

Figure (I.1), soit par prise d'eau dans les rivières,

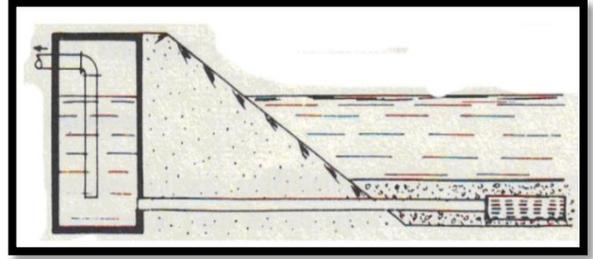


Figure (I.1), dans des retenues, ou dans des lacs.

Figure I.2 : Prise dans le fond du lit d'une rivière.

I.1.1.1 Captage des eaux de surface

Dans ce cas, la prise d'eau ne doit être installée qu'après avoir pris connaissance du maximum d'informations relatives aux régimes d'écoulements des eaux, et aux débits, y compris les débits de crue et les débits d'étiage. La prise d'eau peut être effectuée :

- **Captage sur le fond** : Le principe est de creuser une tranchée perpendiculaire à l'écoulement, ensuite on place une crépine d'aspiration entourée par des graviers et reliée à la berge par une tuyauterie (Figure I.2) (Chaai, 2012).

- **Captage au milieu de la rivière** : C'est l'exécution en pleine eau d'un ouvrage analogue à une pile de pont, ainsi la protection des corps flottants de la prise est assurée par des grilles (Figure I.3) (Chaai T, 2012).

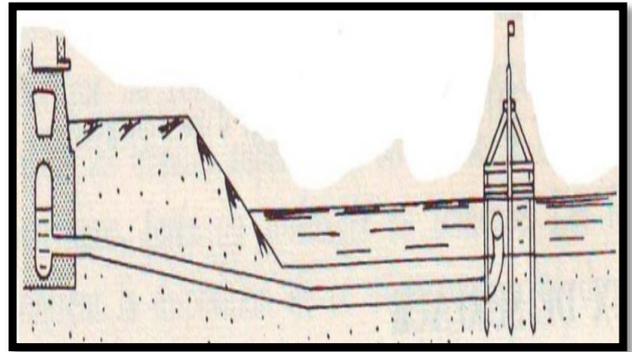


Figure I.3 : Prise au milieu de rivière.

I.1.1.2 Captage des eaux de sources

Une source est un lieu d'apparition et d'écoulement d'eau souterraine à la surface du sol, elle est toujours liée à l'existence d'une nappe et peut être située au mur ou au toit du réservoir aquifère (Chaai, 2012).

Les sources présentent généralement les qualités de l'eau souterraine (Figure I.4) (Chaai, 2012), tout en permettant une

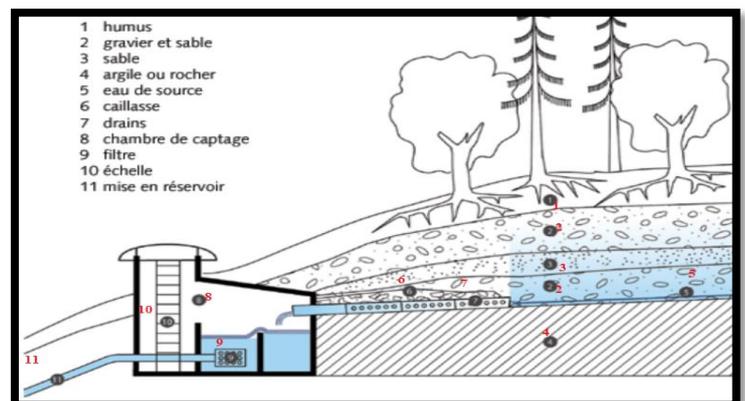


Figure I.4: Captage d'eau de source

exploitation aisée. Leur présence est étroitement liée à la géologie du terrain : Un plancher rocheux imperméable, tel qu'un gisement d'argile est à la base d'une couche de sol ou roche saturée, alors, une source tendra à apparaître sur la pente où la couche d'argile affleure. Les roches Plutoniques sont également imperméables à l'eau, pourtant elles sont souvent fragmentées et les sources apparaissent généralement là où ces ruptures viennent en surface.

1.1.2 Traitements des eaux

Les eaux captées dans la nature, exactement les eaux de surface (lacs et rivières), ne présentent pas les qualités physiques, chimiques et biologiques désirables pour la consommation. Pour rendre ces eaux potables, il faut les traiter.

Le traitement d'une eau brute dépend de sa qualité, laquelle est fonction de son origine et peut varier dans le temps. L'eau à traiter doit donc être en permanence analysée car il est primordial d'ajuster le traitement d'une eau à sa composition et, si nécessaire, de le moduler dans le temps en fonction de la variation observée de ses divers composants. Il peut arriver cependant qu'une pollution subite ou trop importante oblige l'usine à s'arrêter momentanément.

Les aspects de traitement des eaux sont (Figure I.5) (Chaai ,2012):

- **La clarification** : l'élimination des matières solides par décantation ou par filtration.
- **La stérilisation** : par des oxydants tels que le chlore, l'ozone.
- **L'amélioration** : qui corrige les propriétés chimiques de l'eau, soit par l'addition de corps chimiques appropriés, soit par adsorption de corps nuisibles à supprimer.

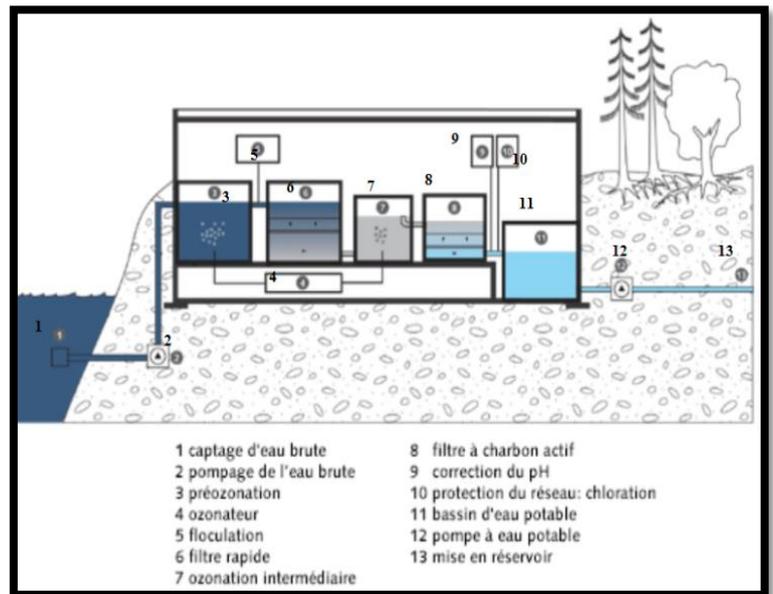


Figure I.5: Schéma de traitement des eaux.

1.1.3 Adduction : Conduite d'adduction

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueducs) vers les lieux de consommation.

D'après leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées en trois groupes:

➤ *L'adduction gravitaire*

L'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure celle du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravité d'où son nom (Figure I.6) ;

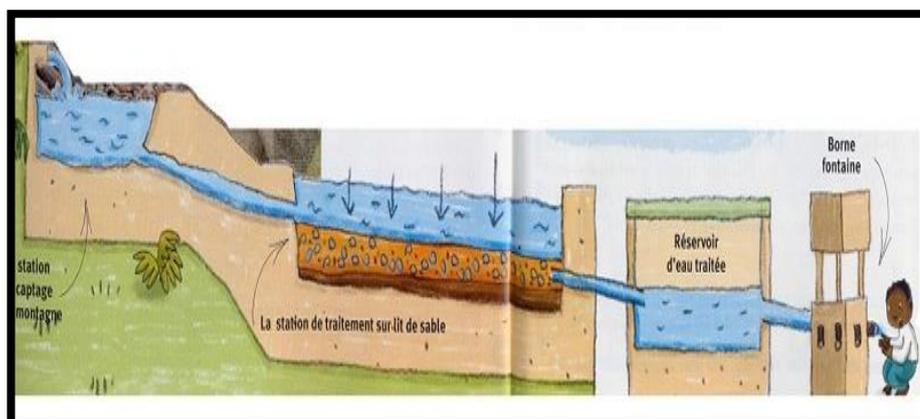


Figure I.6 : Adduction gravitaire (Atba, 2013).

➤ *L'adduction par refoulement*

Quand la source se trouve à un niveau bas par rapport au point d'arrivée, l'acheminement de l'eau d'un point à l'autre se fait à l'aide de pompes (Figure I.7).

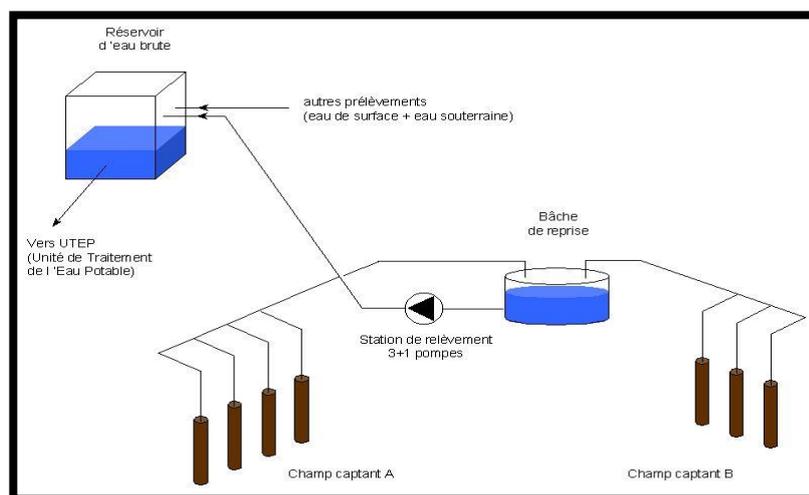


Figure I.7 : une adduction par refoulement (Atba, 2013).

➤ *Adduction mixte*

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

I.1.3.1 Choix du tracé

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

- Le tracé doit être le plus court possible entre le point de captage et réservoir d'accumulation.
- Aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des contentements d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigés ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes.
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement ;
- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des matériaux (Messelmi, 2012).

I.1.3.2 Choix de matériau des conduites

Le choix du type de matériaux des conduites constitue l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à certaines exigences, à savoir :

- Disponibilité du produit sur le marché national.
- Facilité de la mise en œuvre.
- Facilité d'entretien et d'exploitation.
- Pression interne supportée par la canalisation.
- Durée de vie.

Les tuyaux les plus utilisés sont :

- Métalliques (Acier, Fonte).
- En matière plastique (PVC, PEHD) (Messelmi, 2012).

I.1.4 Le pompage

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à relever le débit d'un point bas à un point haut (Atba, 2013).

I.1.4.1 Critères de l'emplacement de la station de pompage

- Eviter les zones instables (sismiques ou inondables).
- Pour les terrassements et l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - Prévoir l'accès pour tous les ouvrages
 - Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier (bitume)
 - Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage)
 - Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement (Abdelhamid, 2012).

I.1.4.2 Choix du type de pompe

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale (Abdelhamid, 2012).

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes minimal.
- Meilleur rendement
- Charge nette d'aspiration requise minimale.
- Vitesse de rotation élevée (tr/mn).
- Puissance absorbée minimale (Abdelhamid, 2012).

I.1.5 Accumulation (réservoir de stockage)

Les réservoirs (Figure I.8) doivent maintenir l'eau à l'abri des risques de contaminations, et autant que possible des fortes variations de température. Il sert aussi à deux choses :

- Constituer une réserve d'eau disponible même si le pompage est arrêté.
- Séparer le pompage de la distribution.

A partir du réservoir, l'eau s'écoule dans les tuyaux par son propre poids, donc plus le réservoir sera plus haut, plus l'eau ne pourra aller loin et vite. C'est pour que certains réservoirs sont au sol mais que d'autre doivent être surélevés (château d'eau) pour que l'eau ait une pression suffisante pour alimenter tout l'agglomération.

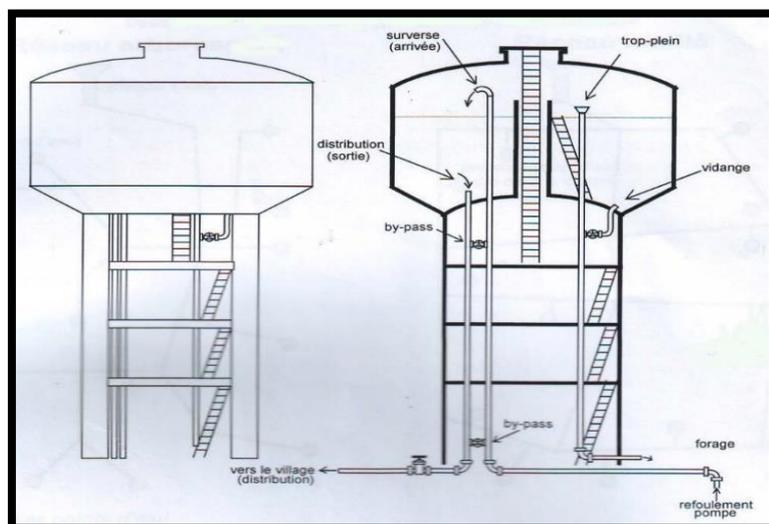


Figure I.8 : Réservoir d'eau (Chaii; 2012).

I.1.5.1 Fonction générales des réservoirs

Les principales fonctions assurées par les réservoirs sont données dans le tableau I.1

Tableau I.1 : Fonctions d'un réservoir (Abdelhamid, 2012).

Fonctions Techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none"> - Régulation des débits - Sécurité d'approvisionnement - Régulation de la pression 	<ul style="list-style-type: none"> - Réduction des investissements sur les ouvrages de production - Réduction des investissements sur le réseau de distribution - Réduction des dépenses d'énergie

I.1.5.2 Emplacement des réservoirs

Pour de multiples raisons, il y a tout intérêt, au strict point de vue de la distribution, à ce que le réservoir se situe aussi près que possible du centre de gravité de la consommation qu'il a à assurer.

En fait, beaucoup d'autres considérations interviennent dans ce choix et notamment les questions foncières, l'aspect économique, les conditions topographiques et d'inscription dans le site.

Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures (Messelmi, 2012).

I.1.5.3 Classification des réservoirs

D'après la nature des matériaux, on distingue :

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

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Surélevés, sur tour.

Enfin, d'après des considérations esthétiques, ils peuvent :

- Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage.
- Soit s'intégrer au paysage (Dupont, 1979).

I.1.6 Distribution

Elle désigne toute la partie se situant après le réservoir. 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. Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

La distribution de l'eau s'effectue à l'aide des réseaux enterrés constitués de conduites et de canalisations sous pression qui comprennent des :

- conduites et pièces spéciales ;
- appareils de robinetterie : vannes, clapets ;

- appareils de mesure : compteurs, débitmètres ;
- appareils de fontainerie : bouches d'incendie.

La distribution de l'eau se fait à partir d'un réseau de canalisations en béton armé, en fonte ou en matière plastique. Ce réseau souterrain est sans cesse contrôlé et entretenu par les agents de réseaux. Ils ont la charge des fuites (détection et réparation), de l'entretien des canalisations et des réservoirs, de la surveillance du rendement.

Le réseau se compose de conduites principales, secondaires et tertiaires posées dans les rues de l'agglomération concernée par l'alimentation en eau potable. On distingue trois types de réseaux : Les réseaux ramifiés, les réseaux maillés, les réseaux étagés et les réseaux à alimentation distinctes.

A. Réseaux ramifiés

Un réseau ramifié est composé de conduites qui vont toujours en se divisant à partir du point d'alimentation sans jamais se refermer. Ce réseau présente l'avantage d'être économique à cause du linéaire réduit des canalisations posées et du nombre moins important des équipements hydrauliques mis en service. Ses principaux inconvénients résultent de l'absence d'une alimentation en retour dans les conduites. De ce fait, lorsqu'un arrêt se produit en un point quelconque, toutes les conduites placées en aval se trouvent privées d'eau (Figure I.9) (Atba, 2013).

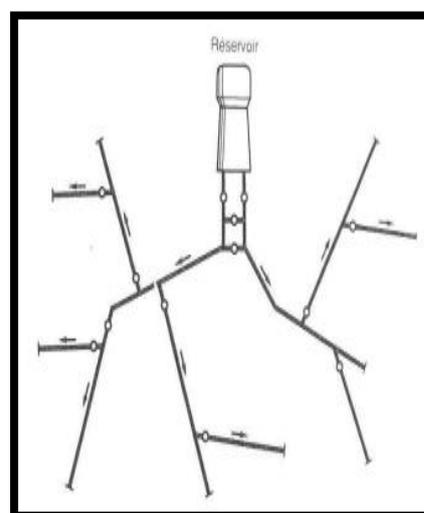


Figure I.9 : réseau ramifié (Atba, 2013)

B. Réseaux maillés

Ce sont des réseaux (Figure I.10) constitués de conduites raccordées à chacune de leurs extrémités, notamment aux intersections de voie. C'est donc un système de conduite conçu en une chaîne fermée de branches (mailles) de telle manière à ce que l'écoulement se fait dans les deux sens. Chaque tronçon bénéficie d'une alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Cette disposition est très coûteuse, mais, en raison de la sécurité qu'elle procure, elle doit être toujours préférée au ramifié (Atba, 2013).

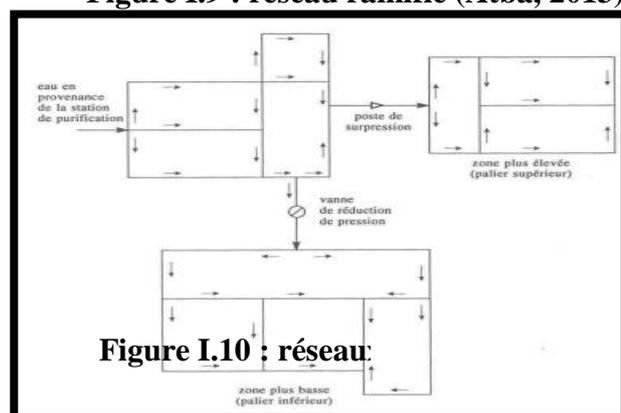


Figure I.10 : réseau

C. Réseaux à alimentations distinctes

Dans ce type de réseaux, l'un des réseaux distribue l'eau potable destinée aux besoins domestiques alors que l'autre permet de véhiculer l'eau non potable réservée aux usages industriels, lavage, arrosage,.... Ces réseaux ne sont pas fréquents et ne se justifient qu'après une étude technico- économique très poussée (Atba, 2013).

I.1.6.1 Conduites principales de distribution

On appelle conduite principale de distribution toutes conduites à une origine soit :

- D'un réservoir.
- D'une station de pompage.

Les conduites principales de distribution doivent :

- Assurer l'approvisionnement des conduites secondaires.
- Avoir un diamètre supérieur ou égal à 300 mm (Dupont, 1979).
- Avoir un nombre de raccordement aux conduites secondaires limité.
- Avoir des vannes de sectionnement placées à des emplacements choisis en fonction des raccordements aux conduites secondaires pour pouvoir :
 - Limiter leur nombre
 - Perturber le moins possible la distribution en cas d'intervention sur le réseau.

I.1.6.2 Conduites secondaires de distribution

Elles assurent la liaison entre les conduites principales de distribution et les branchements. Le diamètre moyen d'un réseau de distribution varie entre 100 et 150 mm (Dupont, 1979).

I.1.6.3 Conception du réseau

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs principaux.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

I.1.6.4 Principe de tracé d'un réseau maillé

- Pour tracer le réseau il faut :
- Repérer les consommateurs importants.
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- Déterminer le sens principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- Tracer les conduites principales parallèles entre elles, ces conduites doivent être Situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour alimenter l'intérieur des quartiers (Abdelhamid, 2012).

I.1.6.5 Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé se fait en fonction :

- De la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol
- L'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché)

Ainsi la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes vannes...) permettant de faire le bon choix (Abdelhamid, 2012).

I.1.6.6 Accessoires du réseau de distribution

Les accessoires qui devront être utilisé pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

- **Robinets vannes** : Ils sont utilisés pour l'isolement de conduites, on trouve les robinets vannes à opercule et les vannes papillon (Messelmi, 2012).
- **Les vannes à opercule** : Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés, on placera ce robinet à l'aval de la conduite liant le réservoir au réseau de distribution (Messelmi, 2012).
- **Les vannes papillon** : C'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé *papillon*. On placera ce robinet à la sortie du réservoir (Messelmi, 2012).

- **Bouches ou poteau d'incendie** : Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus (Messelmi, 2012).
- **Clapets** : Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu. On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression (Messelmi, 2012).
- **Ventouses** : Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air (Messelmi, 2012).
- **Robinets de vidange** : Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie (Messelmi, 2012).
- **Bouche d'arrosage** : Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins (Messelmi, 2012).
- **Les régulateurs des pressions** : Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable de manière à ce que la pression soit maintenue à une valeur constante de consigne. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids. Leur étanchéité à débit nul nécessite une surpression par rapport à la pression de réglage de 1 à 2 bars. En eau chargée, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement (Messelmi, 2012).

I.1.6.7 Pièces spéciales de raccord

- **Les Tés** : On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer (Atba, 2013).
- **Les coudes** : Utilisés en cas de changement de direction (Abdelhamid, 2012).
- **Les cônes de réduction** : Ce sont des organes de raccord en cas de différents diamètres (Abdelhamid, 2012).

- **Les bouts d'extrémités :** Pour la mise en place d'appareils hydrauliques (Abdelhamid, 2012).

I.2 Gestion des réseaux d'alimentation en eau potable

Quelle que soit la structure, une bonne organisation du service joue un rôle essentiel pour permettre une gestion efficace et économique pour l'utilisateur. Parmi les éléments à mettre en œuvre, cinq paraissent déterminants :

- Une gestion efficace de la clientèle : tant sur le plan technique, avec les branchements et compteurs que sur celui de recouvrements.
- Une gestion financière rigoureuse : pour les investissements et le fonctionnement dans le cadre d'un budget annuel et de prévision à 3 ou 5 ans (Valiron, 1994).
- Un contrôle efficace sur le plan technique : (qualité des eaux, rendement des ouvrages...) s'appuyant sur des statistiques, la comptabilité analytique, une bonne connaissance des plans du réseau et sur un laboratoire.
- Une politique de personnel avec son volet « formation » : pour disposer des moyens en hommes indispensables.
- Une informatique de gestion accessible à tous (Valiron, 1994).

Ainsi, la gestion d'un réseau d'AEP a pour principale mission d'assurer :

- **La production :** soit par :

- Captage d'eau souterraine.
- Captage d'eau de surface.

- **Le stockage :** il se fait dans des réservoirs. Le rôle de ces ouvrages est :

- A la fois le stockage d'un volume permet de poursuivre la distribution en cas d'interruption de la production (rôle de sécurité).
- Permettre de moduler le pompage pour profiter des tarifs électriques les plus intéressants (rôle tampon).

- **La distribution :** à 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.

Conclusion

Dans ce chapitre on constate que le système d'alimentation en eau potable comporte différents composants dont les constructions et les installations affectées au captage, aux traitements, au transport, au stockage et à la distribution de l'eau potable chez les différents consommateurs.

La structure du réseau tient compte d'éléments géographiques tels que : la dispersion des abonnés, la présence d'obstacles naturels, la présence de routes, chemin de fer, jardins, d'autres réseaux enterrés.

Chapitre II

Présentation de la zone d'étude

CHAPITRE II

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

Pour pouvoir réaliser un projet de conception en matière de réseau d'alimentation en eau potable ou d'assainissement, une parfaite connaissance de la zone d'étude est primordiale. Au cours de ce chapitre, nous présenterons les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la réalisation de ce projet.

II.1 Situation géographique de la ville Chabaat-El-ELham

La commune de Chabaat-El-Leham est située sur la coté Est-Nord de la wilaya de Ain-Temouchent (Figure II.1). Elle est limitée par :

- Les communes d'El Mellah et Hammam Bouhdjar au Nord-est
- Les communes de Terga et d'Ouled Kihal
- La commune de Chentouf au sud
- Les communes d'Ain-Temouchent et Sidi Benadda au Sud -Ouest

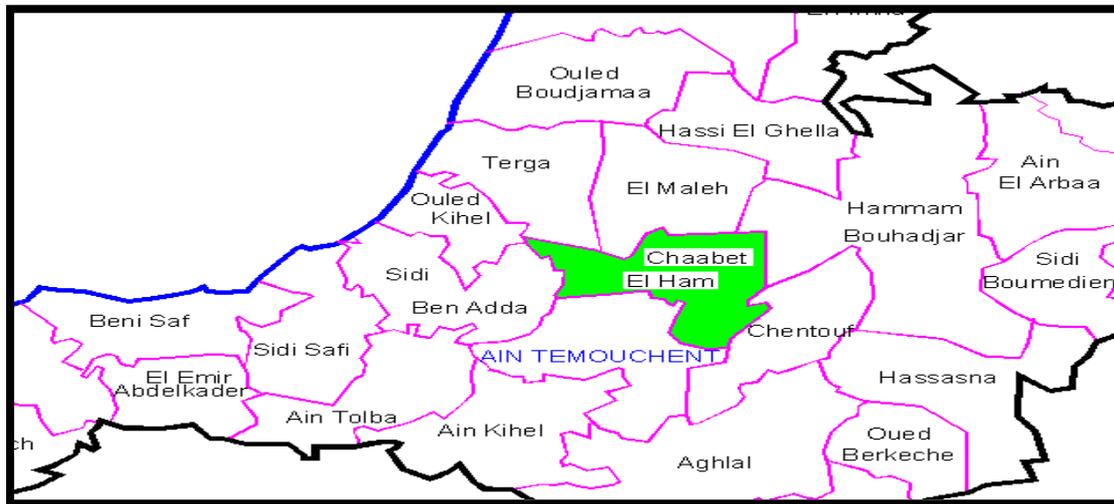


Figure II.1: Découpage administratif de la wilaya d'Ain-Temouchent (DRE, 2008).

La commune Chabaat-El-Leham est issue du découpage territorial de 1984. Elle comprend une :

- agglomération chef lieu ;
- agglomération Secondaire ;
- zone épars.

Comprise entre la partie la plus ancienne de la ville et les extensions les plus récentes, elle s'étendant sur une superficie de 113 ha (y compris les 15 ha de la zone agricole non urbanisable) (Tableau II.1), celui –ci est delimité :

- Au Nord la rue du Premier Novembre
- A l'Est CV4 Oued Souf telle
- Au Sud le terrain agricole
- A l'Ouest, Oued Chaabat El Leham CW 34 C

Tableau II.1: Recensement général de la population et de l'habitat 2008 (APC, 2008).

Commune	Dispersion	Nbre de construction	Nbre de logement total	logement habité	Nbre de logement habité	logement Usage	population	ilot	distractio n	Surface (Km ²)
Chabaat-El-Leham	Agglomération chef lieu	2286	2952	2456	942	04	13622	236	14	2,28
	Agglomération Secondaire	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Zone épars	298	243	221	22	---	1158	--	02	64,05
	total	2584	3195	2677	514	04	14780	236	16	67,62

II.2 Situation démographique de la ville de Chabaat-El-Leham

Le site compte au total 1529 familles (Tableau II.2). Selon l'enquête exhaustive sur site, la population global est à 7385 habitants et une moyenne de 3054 habitants attendus dans la partie Sud-ouest (lotissement /agence foncière) (APC de Chabaat-El-Ham, 2008.).

En appliquant un TOL de 6. Soit un total de population de 7385 habitants. Cette population est principalement d'origine de Chabaat-El-Leham ou des communes limitrophes (APC de population global est à 7385 habitants et une moyenne de 3054 habitants attendus dans la partie Sud-ouest (lotissement /agence foncière) (DRE, 2008).

Tableau II.2 : Répartition de la population de la commune Chabaat-El-Leham (APC Chabaat-El-Leham, 2008)

Dispersion	2008	2028	2048
Agglomération Chef Lieu	13622	17989	23756
Agglomération Secondaire
Zone éparsé	1529	1550	1571,7
Total	14780	19518	25762

La population de Chabaat-El-Leham a connu une forte évolution grâce à sa présence à sa situation géographique, et s'explique aussi par la présence d'une structure industrielle offrant d'emplois. Au niveau de répartition, il y a lieu de constater que la population est agglomérée à plus de 91 % dans le chef lieu de commune.

La population éparsé n'attire seulement que 13622 personnes soit 8,73 % de la population totale.

La population totale de la commune au recensement de 2008 s'élevait à plus de 13622 personnes répartie entre l'ACL (28402 habitants). Soit 91,27 % du total de la population et la population éparsé 14780 personnes. Cette population, agglomérée à plus de 91 % est concentrée essentiellement dans le Chef lieu de la commune. Cela s'explique par le confort et les commodités qu'offre le milieu urbain avec les présences de l'équipement, zone d'activité, etc. (Tableau II.3, Figure II.2). L'agglomération éparsé a attirée une partie de la population

Tableau II.3 : Population occupée par secteur d'activité (APC Chaabat-El-Leham, 2008).

Dispersion	Agriculture	Autres	Occupation
ACL	169	2112	2281
AS	/	/	/
Zone éparsé	156	82	238
Total	325	2194	2519
Total %	12,90	87,1	18,94

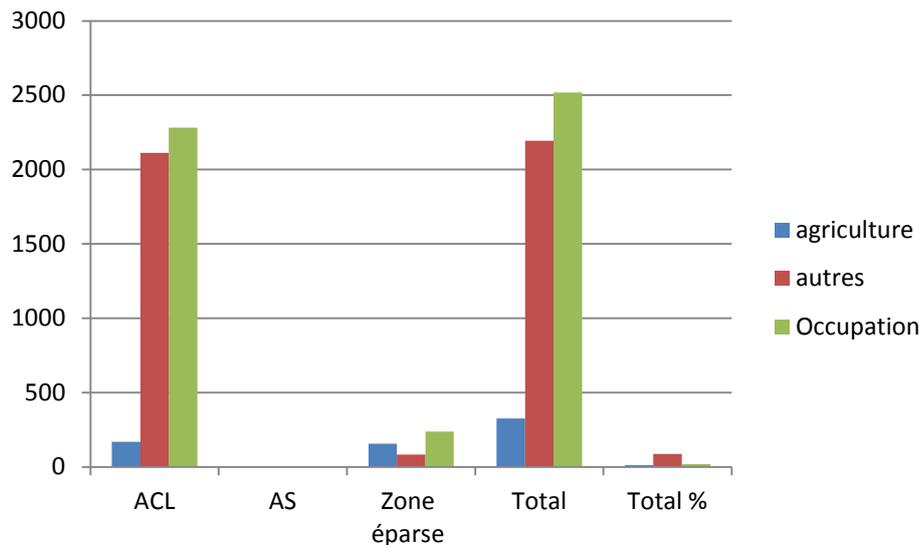


Figure II.2 : Population occupée par tranche d'activité (RGPH, 2008)

L'estimation a été calculé a la base de la formule suivante :

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

Avec

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

τ : Taux d'accroissement de la population (D'après les informations recueillies au niveau d'APC Chabaat-El-Leham [$\tau = 1,4\%$]) ;

P_0 : Population de l'année de référence (hab.) ;

n : Nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré.

II.3 Situation géologique

Le substrat rocheux dur, recouvert de formation superficielles peux épaisses situés dans la partie Nord et Nord-est, la deuxième catégorie se localise dans la partie Sud –sud –Est et Nord – Ouest de la commune et se caractérise par une lithologie assez résistante à cause de la présence de calcaires gréseuses des miocènes, ce qui donne d'une manière général, au site la caractéristique d'un bon sol.

Les unités stratigraphiques de la région sont représentées par deux séries, l'une carbonatée (DOGGER) et l'autre MARNO PILITIQUE (LIAS). Ce substratum appartient au Douar Chentouf et Chabaat-El-Leham. On le trouve sous forme de (DRE, 2008) :

- Calcaires gris bleutés en gros bancs.
- Pyélites micacés gris vert à rouge violacée.
- Grés très fins ferrugineux et micacés de couleur marron.

II.4 Situation hydrogéologique

Au Nord d'Ain-Temouchent existe une nappe souterraine dans les grés à os tria crassissima du miocène moyen, son écoulement est barré au nord par le djebel Necissa et Tounit, elle a un substratum autochtone liasique. Cet écoulement se dirige vers l'Oued Sennane où il émerge à Ain sidi Yamine ; les résistivités de ces grés aquifères varient de 32 à 160 hm. Une partie de l'écoulement souterrain de ce plateau se dirige vers Chabaat-El-Leham où il est capté par le puits communal provenant des basaltes fissurés et des grés du miocène moyen (Figure II.3).

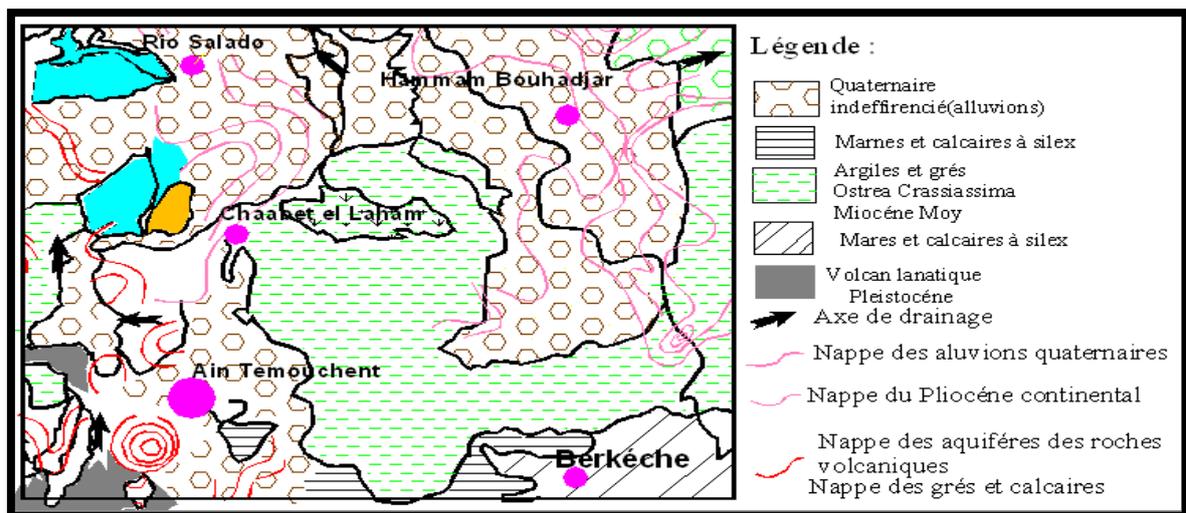


Figure II.3: Carte hydrogéologique de la zone d'étude (Priol, 1975).

II.4.1 Aquifère des basaltes

Ils sont formés de coulées ou de produit pyroclastiques constituant le plus important aquifère du secteur il est d'âge mio-plie-quaternaire avec un substratum variable suivant la localisation et la disposition des appareils volcaniques : constitué parfois de sables du pliocène, de calcaires ou de marnes du miocène. Il y-a 03 types de formation volcanique : tufs basaltique, scories et coulées.

II.4.2 Tufs basaltique

Se rencontrent dans la vallée de l'Oued. Sennane à coté du volcan de Ben Guena ; les logs

stratigraphiques montrent de grandes épaisseurs de tufs basaltiques associés à des formations détritiques ou sableuse alluvionnaire. Les tufs sont constitués d'éléments de taille variable disposés en ordre décroissant vers le haut, ont une origine phréatomagmatique et présentent une perméabilité d'interstice aussi ils peuvent constituer des écrans imperméable en association avec des dépôts argileux ou marneux.

II.4.3 Les scories

C'est des formations volcaniques vitreuses constituées de boules ou d'ellipsoïdes de diamètre de 10 à 25 cm avec des intercalations d'éléments plus fins appelés cinérite, sont aussi caractérisé par une perméabilité d'interstice. Elles sont localisées dans les formations traversées par le forage de Sidi Boudia au Sud d'Ain-Temouchent, ainsi que dans le volcan de Ben Gêna.

II.4.4 Les coulées

Elles sont constituées de laves très fluides, largement répandues en vastes plateaux tout autour des cratères, parfois sont accumulés dans les thalwegs de la topographie ancienne des oueds en donnant de grandes coulées de vallée d'une dizaine de km en moyenne. Elles sont caractérisées par la présence d'un réseau de fissures très dense et d'orientation variable ; ce type de formation présente une perméabilité de fissures qui sont à l'origine de l'émergence de sources le long des oueds Sennane et Chionis et tell.

L'étude hydrologique et géologique du site nous aide à choisir la qualité du matériau des conduites pour un projet d'extension ou rénovation d'un réseau d'alimentation en eau potable.

II.5 Situation climatique

Le climat est affecté par plusieurs facteurs, y compris les caractéristiques suivantes :

II.5.1 Pluviométrie

Partant des relevés pluviométriques ainsi déterminés sur la carte de référence (ANRH 1922-60 et 1969-2003), il a été possible de procéder à l'évaluation des valeurs interannuelles mensuelles et annuelles, en étendant la période standard à près de 55 années (1950-2004) (Tableau II.4).

Ce type d'estimation semble être cohérent avec cette carte standard où les effets

vibrationnels du climat à l'échelle régionale ont tendance à réduire les écarts types des phénomènes locaux sur ces paramètres interannuels qui sont présumés constituer des indices stables représentatifs des différents climats régionaux.

Cependant, compte tenu des fluctuations pluviométriques irrégulières, subies particulièrement à l'ouest du pays, les valeurs interannuelles mensuelles ne suivent pas légèrement la même logique de répartition pour les deux périodes d'observation, comme c'est le cas de la station d'Ain-Temouchent (Figure II.4) notamment, en raison des perturbations climatiques évolutives traduites par le décalage saisonnier, en cette période de la dernière sécheresse.

Tableau II.4 : Répartition pluviométrique mensuelle de la station d'Ain-Temouchent. Période 1950-2004.

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jet	A	AN
P (mm)	15	40,6 1	56	64	57	59	55	49	34,9 6	9,7	2,28	2,34	444, 8

Répartition Mensuelle des Pluies

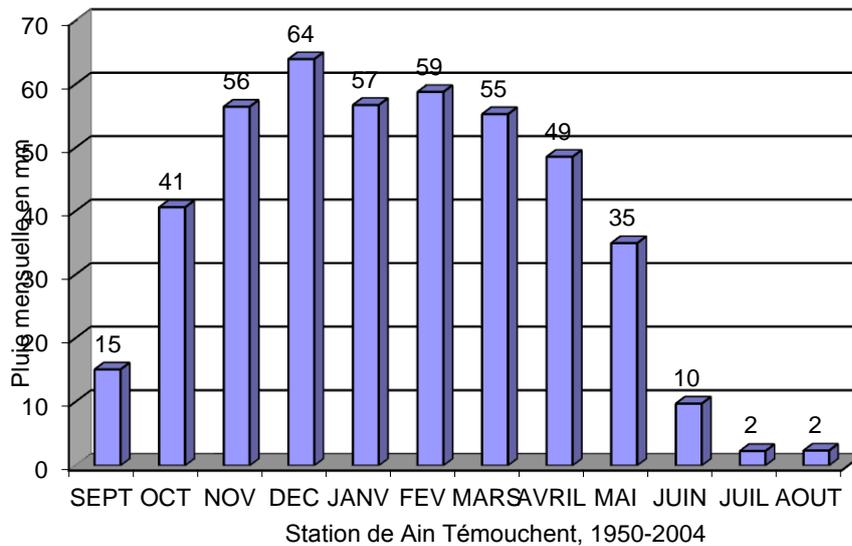


Figure II.4: Répartition mensuelle des précipitations de la station d'Ain-Temouchent. Période (1950-2004).

II.5.2 Température

L'analyse des données thermométriques, indiquées dans le tableau (II.5) ci-dessous montre les observations suivantes :

Tableau II.5 : Températures moyennes interannuelles de la station d'Ain-Temouchent. Période 1950-2004.

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jet	A	AN
T (°C)	23,7	19,8	15,4	12,2	11,4	12,5	4,0	15,8	18,5	22,2	25,0	26,0	18,0

Les températures y sont irrégulières et variables (Figure II.5), avec minima relatifs mensuels en hiver, et l'absolu, en janvier et février avec des valeurs avoisinant 11,4°C. Le maximum étant situé en Aout avec une température de 26 °C.

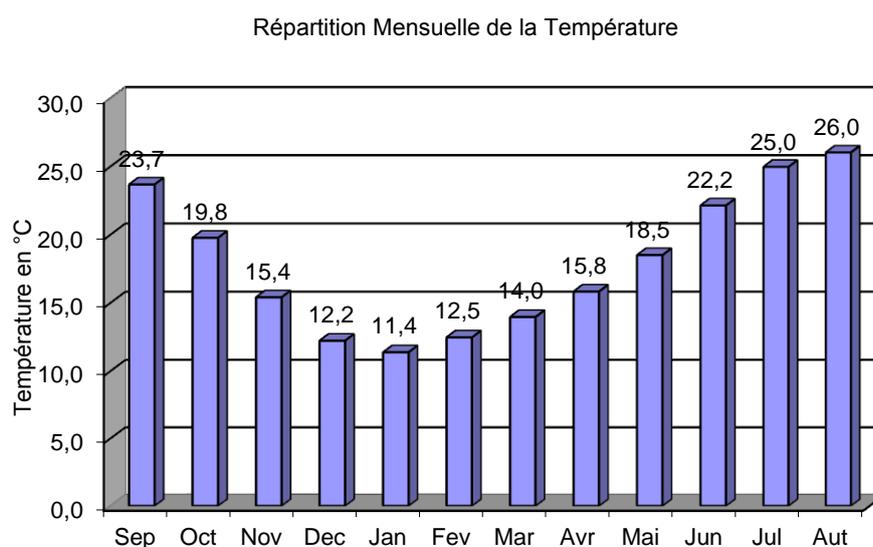


Figure II.5: Répartition mensuelle des températures de la station d'Ain-Temouchent. Période 1950-2004.

II.5.3 Evaporation

La répartition mensuelle illustre notamment ce type de variations irrégulières dont les écarts, par rapport à la moyenne, sont nettement considérables pendant la journée. C'est l'effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporant. La tranche d'eau maximale brute évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1247mm (Tableau II.6).

Tableau II.6: Normales d'évaporation potentielle enregistrée dans la station d'Ain-Temouchent. Période 1950-2004

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jet	A	AN.
ETP (mm)	130	88	59	44	47	59	89	113	132	156	173	157	1247
(%)	10,4	7,1	4,8	3,6	3,8	4,8	7,1	9,1	10,6	12,5	13,9	12,6	100

II.5.4 Vent

Le vent est un des éléments les plus caractéristiques du climat, la possibilité de procéder à un projet d'aménagement quelconque, particulièrement dans l'édifice des ouvrages d'art, lui confère un intérêt important en matière de connaissance des vitesses maxima dont la région est soumise. Les potentialités d'évapotranspiration sont également liées aux mouvements de l'air qui conditionnent les variations du bilan hydrique à l'échelle des valeurs moyennes mensuelles et annuelles.

II.5.5 Humidité

La région se caractérise par une forte humidité 70 %, sa distance par rapport à la mer est d'une vingtaine de kilomètres seulement (**DRE, 2008**).

II.6 Situation socio économique

La localisation géographique et stratégique de la région à un impact significatif sur le développement de l'industrie. La région compte plusieurs usines. Elle est également considérée comme une zone agricole de première classe en raison de son sol fertile. Cela a conduit à la stabilisation de la population et à la diversification des activités (Tableau II.7).

Tableau II.7 : Situation socio économique de Chabaat-El-Leham (DUCH, 2008).

Equipment publique	Nature d'équipement	Nombre
Scolaire	Ecole	07
	Cem	02
	Lycée	01
	C .F.P.A	01
Administratif	APC	01
	Police	01
	Gendarmerie	01
	Sureté urbaine	01
	Bureau de PTT	01
	Cadastre	01
Sanitaire	Polyvalente sale	01
	Centre de santé	01
	Salle du soin	02
Socioculturel	Mosquée	04
	Stade de foot	01
	Maison des jeunes	01
	Jardin	01
Commerciaux	Douche	06
	Marchée	01

- **Equipement**

La surface cessible du terrain est partagée entre l'équipement et l'habitat (50% pour chacune). Les équipements seront de proximité dont l'ACL à toujours besoin.

- **Habitat**

Les terrains affectés pour l'habitat seront destinés pour le collectif selon le PDAU, un programme de 999 logs en R +4 jusqu'à R+5 y compris les 60 logs en cours de réalisation et les 340 logements de l'OPGI dont l'étude est en approbation.

- **Placette et espace vert**

Deux placettes proposées dans l'aménagement pour aérer la zone d'étude.

Les aires de jeux et les terrains combinés seront intégrés à l'intérieur des îlots destinés à l'habitat.

Renforcé l'activité commerciale dans les axes principales.

Préserver le maximum d'arbres implantés dans la zone d'étude.

Un mur de clôture ou un grillage métallique sera projeté tout le long de la servitude du chemin de fer afin de préserver la zone d'étude.

II.7 Situation Hydraulique

Nous allons exposer dans ce qui suit la situation des réseaux d'alimentation en eau potable et d'assainissement. Il faut juste signaler que l'un des aspects négatifs de cette région est qu'elle est menacée par le danger d'inondation parce que c'est le point de rencontre des deux oueds (Oued SOUF TEL, Oued CHABAT).

II.7.1 Situation d'alimentation en eau potable

La qualité du réseau d'alimentation en eau est déterminée par plusieurs caractéristiques, telles que :

- La qualité des canaux (ayant une fente de fuite ou non),
- Caractéristiques de la hauteur et de la taille du réservoir,

II.7.1.1 Dessalement

Avant, l'agglomération est alimentée à partir du piquage de barrage Béni-Bahdel et piquage d'Ain El-Kahla ensuite les eaux qui sont captées ayant transportées vers la station Dzioua.

Actuellement, la ville Chabaat-El-Leham est bien doté en réseaux d'AEP et de réservoir de stockage de type semi entière d'une capacité de 1000 m³ et un autre réservoir de capacité 500 m³.

La station de dessalement d'eau de mer de Chat-El-Hilal : permet de dessaler l'eau salée
Une station d'épuration DZIOUIA

Actuellement, la source d'eau pour la ville est exportée de l'usine de dessalement Chat-El-Hilal, puis elle passe à travers les tuyaux de raccordement vers un réservoir d'une capacité de 1000 m³, puis dans un réservoir de capacité 5000 m³. L'eau provient d'un réservoir de capacité 1000 m³ à un réservoir de capacité de 500 m³ qui constitue deux châteaux jumelés via un canal d'adduction de 150 mm de diamètre. Un robinet est mis à travers une technique de la baye-passe, puis passe à travers un canal de distribution vers l'agglomération chef lieu (chabaat el ham) (Figure II.6).

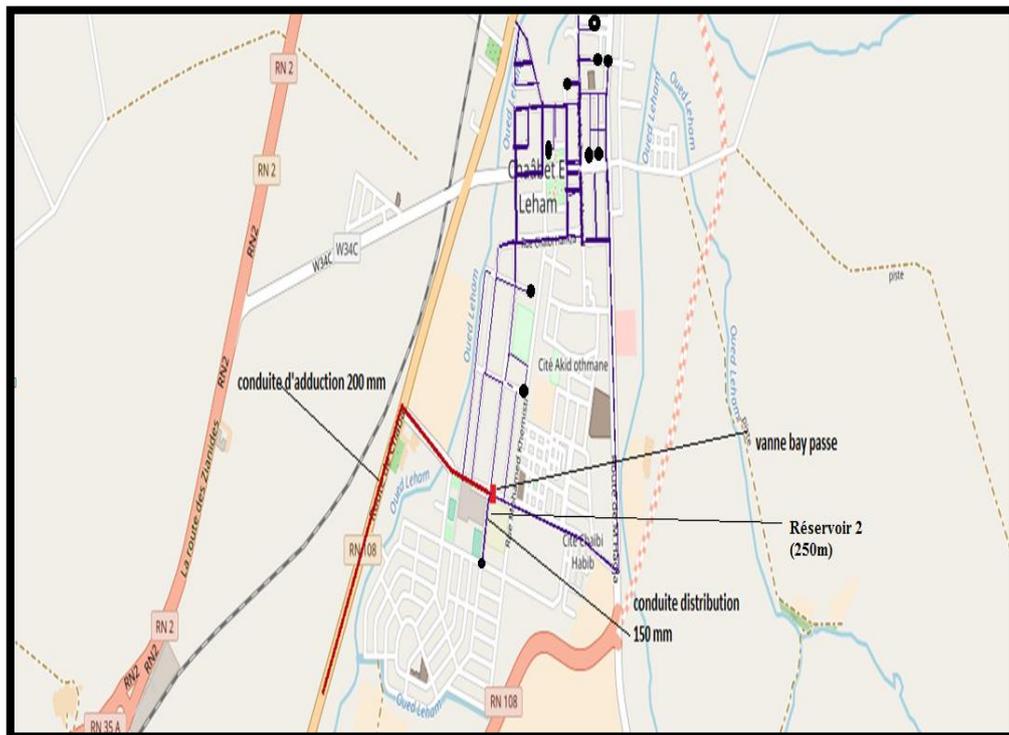


Figure II.6 : Situation d'alimentation en eau potable de Chabaat-El-ELham (DRE, 2011).

Elle est alimentée à partir des sources (3 l/s et 6 l/s) et des puits locaux ainsi que par des transferts a partir du barrage de Béni-Bahdel (259 m³/j), la base évolue à (20 l/s). L'adduction de la station Béni-Bahdal au réservoir 5000 m³ et de 14 km

II.7.1.2 Caractéristique de la source d'eau (Barrage Béni-Bahdel)

Tableau II.8 : Caractéristique du barrage Béni-Bahdal (Sylla M.A., 2014.).

Source (Oued)	Type	Capacité initial (Mm ³)	Volume régularisé (Mm ³)	Envasement moyen/an (Mm ³)	Désignation
Oued Tafna	voutes cylindriques multiples	15	7	---	A.E.P

II.7.1.3 Adduction

Le tableau suivant identifie les caractéristiques du réseau de la zone étudiée :

Tableau II .9 Etat actuel du réseau d'adduction (DRE, 2011).

N Tronçon	Langueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau	Etat	Observation
1	6650	200	Fonte	Bon	distribution ver réservoir
2	4200	150	Pvc	Bon	distribution agglomération
3	4200	100	PEHD	Bon	distribution agglomération
4	300	30	Pvc	Bon	distribution agglomération
5	4000	40	Pvc	Bon	distribution agglomération
6	6650	63	Pvc	Bon	distribution agglomération

II.7.1.4 Caractéristique du traitement (Dessalement Chat-El-Hilal)

Discrètement placées sous terre à un kilomètre de la plage de Chat-El-Hilal, les 11 pompes de la station de dessalement de Béni Saf (Tableau II.10). Tous les jours assez d'eau de mer pour produire 200,000 m³ d'eau potable par jour, dont 70% est distribuée à Oran et le reste à la wilaya d'Ain-Temouchent. Prés de 400.000 Personnes sont ainsi desservies quotidiennement en eau potable. C'est une transformation significative pour la région qui, il y a quelques années, peinait à alimenter sa population en eau potable.

Avant la mise en service de la station en 2009, prés de 30% des habitants de Ain-Temouchent ne recevaient de l'eau qu'un jour sur deux, voir un jour sur trois ou sur quatre. Aujourd'hui, 90% d'entre eux sont approvisionnés 24h/24h.

Largement subventionnée par l'état, l'eau traitée est vendue 54 Dinard le m³ à l'Algérienne des Eaux (ADE) par la Béni SAF Water COMPANY. Avant l'exploitation, les pénuries en eau forçaient la population locale à payer parfois 700 Dinard le m³ d'eau apportées dans des citernes, la mise en activité de la station de dessalement a permis de libérer l'eau des deux barrages avoisinants à des fins agricoles.

Tableau II.10 : Caractéristique de la station de dessalement BWC (DRE, 2011).

Station	Technique de dessalement	Adduction de dessalement
Chat El Hilal	La station de dessalement réalise la technique de l'osmose inverse, plus le prétraitement chimique (pré filtration, filtre à sable et anthracite, filtre à cartouche).	Réservoir de 5000 m ³

II.7.1.5 Ouvrage de stockage

L'eau est distribuée à l'agglomération de Chabaat-El-ELham après avoir traversé les cinq réservoirs d'eau, leurs capacité de stockage est d'environ deux fois 250 m³, dont le plus important est le réservoir d'eau situé au sommet du village, qui est relié par un canal de 200 mm. Ce canal envoie l'eau au réservoir de capacité de 500 m³, celui-ci à son tour fourmis l'eau vers les deux réservoirs jumelés de 2 (250 m³) à côté de lui (Tableau II.11). Ensuite, nous ouvrons un robinet qui distribue l'eau vers chabaat el ham (DRE, 2011).

Tableau II.11: Caractéristique du réservoir (DRE, 2011).

N° Réservoir	Capacité (m ³)	Cote terrain (m)	Cote C.T.P (m)	Hauteur d'eau (m)	Hauteur trop plein (m)	Forme géométrique de réservoir
R1	2000	77	259	5	7	Circulaire
R2	1000	184,2	182	4	6	Circulaire
R3	2×(250) semi entier	77	259	5	7	Circulaire

II.7.1.6 Distribution

Le réseau de distribution est caractérisé par l'absence de fuites. Il est installé depuis 1962.

A. Etat du réseau de distribution

Le réseau de distribution d'eau de Chabaat-El-ELham fournit de l'eau potable au près de 10800 personnes, il est caractérisé par une qualité élevée. Les caractéristiques les plus importantes ne contiennent pas de trou de fuite, à la suite du projet de rénovation de 2002

B. Types des vannes et les ventouses

Ce réseau contient plusieurs types de robinets (vannes de baye passe, vannes de vidanges et les ventouses).

C. Nature des conduites

Le réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Chabaat-El-Le ham est constitué de différents types de matériaux pour la canalisation : Acier, Fonte, PVC, PEHD. Il est constitué des tuyauteries de différent diamètre allant de 40 mm au 600 mm. La longueur du réseau de distribution est de 150 km, et celle d'adduction est de 200 km (DRE, 2011).

II.7.2 Situation d'assainissement

La ville Chabaat-El-Leham dispose d'un réseau d'assainissement élargi à l'ensemble des constructions. Il est de type unitaire au centre et de type séparatif dans les lotissements 1 km. Presque 1 km cela est considéré comme un réseau séparatif, où le type des conduites de 800 mm de diamètre. Le reste est le type de réseau unitaire, la nature de la matière des conduites (amont ciment, ciment comprimé, PVC) de diamètre de 150, 200, 250, 300, 400, 500, 600 et

800 mm (DRE, 2011).

Les rejets des eaux usées se font directement dans l'oued (intersection des 02 oueds) (Figure II.7), ce dernier reçoit aussi les rejets des eaux industriels (l'ENAD d'Ain-Temouchent) et cela pose des risques de pollution sur l'environnement (DRE, 2011).

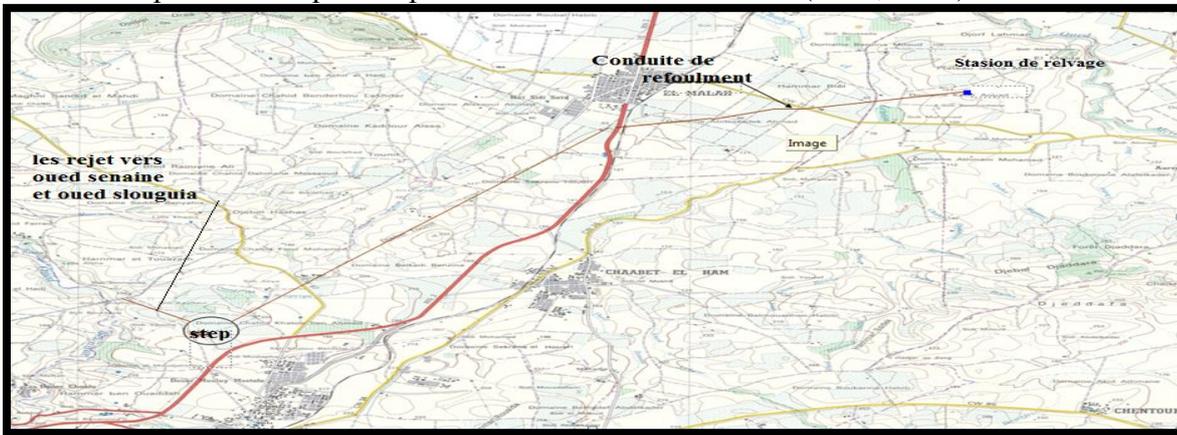


Figure II.7 : Situation d'assainissement de Chabaat-El-ELham (DRE, 2011).

Dans le passé, les eaux usées ont été déversées dans un seul cours d'eau « Oued Chabaat ». Actuellement, après la construction de la station de relevage (la conduite de refoulement passe par la route de Hammam-Bouhdjar, Elmaleh, le chemin de fer, la route d'Oran Wali Salah et passer à travers la ferme) les eaux usées sont versées dans la nouvelle station d'épuration, puis dans l'Oued de Slougia après Oued Senna ne

Le taux de raccordement de la population au réseau d'assainissement est de 96% qui correspondent à un volume de 200 m³/j. Le réseau est de type unitaire avec une longueur totale de 22 177 ml avec un diamètre de 250-1000 mm (DRE, 2011).

II.7.3 Présentation général des plans d'occupation sol du Chabaat-El-Leham

II.7.3.1 Définition POS Sud-ouest

Le périmètre du POS sera alimenté à partir d'un piquage (Figure II.8) sur une conduite d'amenée de diamètre 200 mm entre le château d'eau existant de capacité 500 m³ et le périmètre du POS renforcé par d'autre conduite de diamètre 200 mm à partir de réservoir existant de capacité 1000 m³.

La conduite d'amenée de diamètre 200 mm d'un linéaire de 25 m en PEHD PN 16. Le

périmètre d'étude sera alimenté à travers cinq (09) mailles projetées en différent diamètre 200, 160, 125, 110, 90 mm et un réseau ramifié de diamètre 63 mm en conduite de nature PEHD PN 10 alimentant les différent aménagement et équipements projetés. Les conduites d'AEP seront protégées selon des fourreaux en acier au niveau des traversées soit (01) traversée d'un linéaire de 25 m (DRE, 2011).

II.7.3.2 Situation et limite géographique

La zone d'étude est le SAU 02 situé au sud ouest de l'ACL Chabaat-El-Leham sa superficie est de 14.00 ha non occupé (terrain vierge) sauf la construction en cours de réalisation de l'OPGI de 60 logements. La destination et l'affectation du sol telle qu'elles sont prévue par le PDAU est pour l'habitat et l'équipement (Bureau d'étude, 2011).

Elle est limitée :

- Au Nord le SAU1 et la Zone a restructurée et l'existant.
- A l'Est par la voie ferré.
- A l'Ouest par des terres agricoles (SNU).
- Au Sud par la voie ferré et la zone de protection.

II.7.2.4 Situation topographique

La projection horizontale des courbes de niveau et la projection du levé en système des trois dimensions (3D) en déduit que l'aspect, en général, du terrain de l'étude ne présente pas un relief accidenté, c'est un terrain presque plat a faibles pentes. On distingue un remblai de terres végétal sur tout le long du chemin de fer qui passe dans la zone d'étude. La zone d'étude SAU02 Zone sud Ouest ne présente aucun risque d'inondation.

II.7.2.5 Situation géologique

D'après le rapport géotechnique des 60 Logs collectif RHP, la géologie du site indique que le terrain est constitué de limions sableux plus au moins argileux intercalé entre deux couche d'argile rougeâtre et tuf sableux blanchâtre. La couche de terre végétale est d'une épaisseur allant jusqu'à 0.50m (Bureau d'étude, 2011). Aucune venue d'eau n'a était signalé, les tiges des pénétromètres n'ont pas décèle d'humidité.

Le sol ne présente aucune contrainte géotechnique pour construire. Selon l'étude géologique et géotechnique d'urbanisation du POS Chabaat-El-Leham récoltés a travers les différentes phases du programme de reconnaissance mené sur le site, il a été conclut que (Bureau d'étude, 2011) :

- Le site en question présente des conditions favorables pour son urbanisation
- Sur les plans résistance et nature géologique, les formations détectées par les travaux de sondage et testées par les essais de résistance, présentent une bonne assise pour les fondations des projets qui seront implantés au niveau du POS
- La contrainte admissible du sol est de 2.00 bars pour des fondations superficielles.

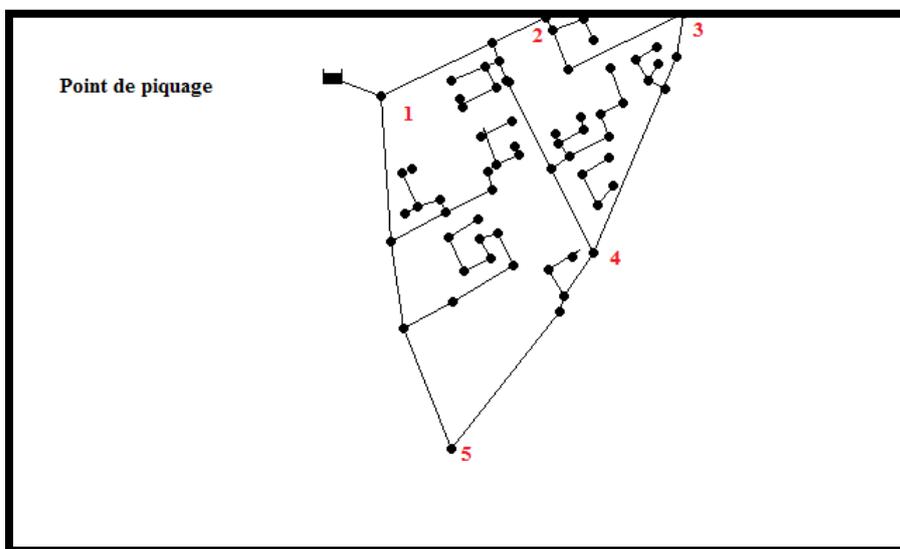


Figure II.8 : Schéma situation hydraulique zone Sud Ouest de Chabaat-El-ELham

II.7.2.6 Nature Juridique

Après l'approbation du plan d'aménagement, tous les terrains à vocation EAI SEKRANE HOUARI était récupéré par le domaine. Toutes les terres agricoles du domaine national

intégré dans le PDAU seront destinés comme secteur urbanisé et secteur d'urbanisation future.

Conclusion

Le réseau de distribution actuel desservant Chabaat-El-Leham est composé en grande majorité des conduites en fonte et PEHD, mais aussi des conduites en PVC. L'un des principaux avantages de ce réseau est sa bonne qualité et l'absence de fuites. Nous allons donc procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de la commune.

Chapitre III

Estimation des besoins en eau

Chapitre III : Estimation des besoins en eau

Introduction

Avant tout projet, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement. Dans les lignes qui suivent nous essaierons de voir la variation des débits journaliers et horaires de la ville.

Notre objectif, dans ce chapitre, est de vérifier l'équilibre entre la production, le stockage et la demande en eau de la population avec son évolution dans le temps pour un horizon estimé à 2048. Sachant que notre zone d'étude est une région à vocation agricole.

III.1 Variation de la consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi ces variations nous avons la (Bourma Y., 2008)

- variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération ;
- variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville ;
- variation journalière qui dépend de jour de la semaine où la consommation est plus importante ;
- variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

III.1.1 Etude des variations des débits journaliers

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale. (Bourma Y., 2008)

Par rapport à la consommation moyenne déterminée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne. (Bourma Y., 2008) Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté K_{maxj} .

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et notée $K_{\min j}$. Ces débits sont donnés par les formules suivantes :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy } j} \times K_{\max j} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots \dots \dots \text{(III.1)}$$

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy } j} \times K_{\min j} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots \dots \dots \text{(III.2)}$$

Avec :

$Q_{\text{moy } j}$: Débit moyen journalier (m³/s)

$Q_{\max j}$: Débit maximum journalier (m³/s)

$Q_{\min j}$: Débit minimum journalier (m³/s)

$K_{\max j}$: Coefficient d'irrégularité maximum ; et que ce coefficient varie entre 1,1 à 1,3. Pour notre cas nous prenons $K_{\max j} = 1,3$ pour les besoins domestiques et 1 pour les autres besoins

$K_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité minimum et que ce coefficient varie entre 0,7 à 0,9. Pour notre cas nous prenons $K_{\min j} = 0,9$ pour les besoins domestiques et 0,7 pour les autres besoins.

III.1.2 Répartition de la population

Tous les équipements sont regroupés dans les tableaux ci-dessous. Rappelons que ces données proviennent de l'APC de Chabaat-El-Leham

Tableau III.1 : Equipment domestique de la zone Sud-ouest de Chabaat-El-Leham.

Désignation		Nombre (Habitants)	Dotation l/j/habitant	TOL	POP
Lot 2	5(R+5)	210	150	5	
	4(R+4)	70		5	
		280		5	
Lot 4	3(R+4)	105	150	5	525
Lot 5	3(R+4)	105	150	5	
	2(R+5)	84		5	945
		189		5	
Lot 8	4(R+5)	168	150	5	
	4(R+4)	140		5	
				5	1540
Lot9	2(R+4)	70	150	5	350
Lot 10	5(R+5)	210	150	5	1050

Lot11	5(R+5)	210	150	5	1050
Lot 13	7(R+4)	245	150	5	
	R+5	42		5	
		287		5	1435
Lot 16	2(R+5)	84	150	5	
	3(R+4)	105	150	5	
		189	150	5	945
Lot 18	4(R+4)	140	150	5	
Lot 20	3(R+4)	105	150	5	
	R+5	42	150	5	1435
Lot 21		147	150	5	735
TOTAL		2135		5	10010

POPULATION =10810 habitant

Remarque :

Après avoir calculé la population de la région a trouvé 10010 tandis que les statistiques du Bureau des études que le nombre de population 10810 et sont des Deux valeurs approchées.

De la meilleure valeur de la valeur calculée par le Bureau d'études compte tenu de l'accès aux possibilités et le temps de mener des études précises.

Si Dieu le veut, nous comptons sur cette valeur de 10810 habitants pour compléter le dimensionnement de réseau de notre projet

Tableau III.2 : différent Equipements

Désignation	Surface total m ²	Dotation (l/j/hab)
EFE	2700	10
Désignation	Surface total m ²	Dotation (l/j/hab)
PTT	800	5
Désignation	Surface total m ²	Dotation (l/j/hab)
Sale omnisport	300	5
Piscine semi olympique	300	5
Désignation	Surface total m ²	Dotation (l/j/hab)
Station urbaine	20000	5
Désignation	Surface total m ²	Dotation (l/j/hab)
Reserve équipement	3400	5

III.1.4 Evaluation de la population future

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 20 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 1,4%, ce taux représente la moyenne nationale en zone semi urbaine.

Pour les calculs d'estimation de la population future nous utiliserons finalement la formule de l'équation des intérêts composés (chapitre II, section équation II.1) :

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

Avec :

P_n : population à l'horizon

P_0 : population actuelle de référence

τ : taux d'accroissement = 1,4

n : nombre d'année séparant les horizons considérés

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau III.7 ci-dessous :

Tableau III.3 : Evolution de la population

Quartiers	Pop en 2008 (hab.)	Taux d'accroissement (%)	Pop en 2048 (hab.)
Agglomération CHABET	14780	1,4	25775
POS sud ouest CHABAT	10810		18851

NB : nous avons fait notre calcul pour un horizon de 20 ans avec un taux d'accroissement de 1,4 %

III.2 Catégories des besoins en eau

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Cependant, avant tout projet d'alimentation en potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Pour l'étude de la ville Chabaat-El-Leham, il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins commerciaux ;
- Besoins socioculturels et sportifs ;
- Besoins publics ;
- Besoins d'arrosages.

III.2.1 Estimation des besoins

III.2.1.1 Choix de la norme unitaire de la consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc. (**Bourma Y ., 2008**)

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères

dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Ressources existantes.

Il est très difficile d'évaluer avec précision le besoin en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distributions (**Bourma Y ., 2008**)

III.2.1.2 Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par la relation III.1 suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{N_i \times q_i}{1000} \dots \dots \dots \text{(III.1)}$$

Avec ;

$Q_{\text{moy j}}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j]

N_i : Nombre de consommation ou le nombre des usagers dans chaque groupe de catégorie de consommateurs.

q_i : Norme moyenne journalière de la consommation pour chaque groupe (l/j/par usager).

i : Nombre de groupes. (**Bourma Y ., 2008**)

III.2.1.3 Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommation

III.2.1.3.1 Besoins domestiques

Selon les informations recueillies au près de la subdivision de la ville d'Ain-Temouchent, la dotation en eau de Chabaat-El-Leham est prise à 120 l/j/hab. En outre, pour l'horizon 30 années nous prenons une dotation de 150 l/j/hab. Le tableau III.8 suivant détermine les besoins domestiques du POS Sud-ouest de Chabaat-El-Leham.

Tableau III.4 : Besoin domestique POS Sud-ouest Chabaat-El-Leham

Habitants	Dotation (l/j/hab)	$Q_{\text{moy j}}$ (m^3/j)	$Q_{\text{j max}}$ (m^3/j)
10810	150	1621,5	2107,95

III.2.1.3.2 Besoin de l'équipement

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon.

Tableau III.5 : Besoins eau des équipements

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Scolaires	27
Commerciaux	100
Administratifs et culturels	7
Equipment	31
Total	165

III.2.1.3.3 Récapitulations des besoins en eau du POS Sud-ouest de Chabaat-El-Leham

Tableau III.6 : Récapitulations des besoins en eau du POS Sud-ouest de Chabaat-El-Leham.

Type de besoins	Consommations moyenne journalière (m ³ /j)
Domestique	1621,5
Equipment	165
Total	1786,5

Remarque

Le coefficient d'irrégularité pris est égal à : $kh = 10,17 \%$

Ainsi, $K_{h \max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}$

III.3 Détermination des débits journaliers

Le coefficient de variation journalière K_j varie entre (1,1 et 1,3). Dans notre cas, nous prenons $K_j = 1,3$

III.3.1 Consommation horaire maximale

$$Q_h \max = k_h \times \frac{Q_j \text{ moy}}{24} \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec

K_h : Coefficient d'irrégularité horaire

$$K_{h \max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}$$

α_{\max} : Coefficient qui dépend de niveau de confort et degré d'équipement sanitaire et de la condition de vie, il varie entre (1,2 et 1,4). Dans notre cas, nous prenons $\alpha_{\max} = 1,2$

β_{\max} : Dépend du nombre d'habitant de l'agglomération étudiée. Le tableau III.1 résume les valeurs du β_{\max} .

Tableau III.7 : β_{\max} en fonction de nombre d'habitat (Bourma Y ., 2008).

Nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000	>1000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1

III.3.2 Récapitulations des besoins en eau de l'agglomération sans majoration

Le tableau III.12 récapitule l'ensemble des besoins en eau du POS Sud-ouest de Chabaat-El-Leham sans majoration.

Tableau III.8: Besoins en eau de l'agglomération sans majoration du POS Sud-ouest de Chabaat-El-Leham

	Domestique	Equipement
$Q_j \text{ moy (m}^3/\text{j)}$	1621,5	165
$Q_j \text{ max (m}^3/\text{j)}$	2108	214,5

III.3.3 Majoration des besoins

Dans les calculs précédents, nous avons estimés un débit moyen pour chaque secteur (Tableau III.13).

$$Q_{j \text{ moy}} = Q_C \times (1 + \alpha) \dots\dots\dots (III.3)$$

Tableau III.9: Majoration des besoins

	Domestique	Equipement	Somme
$Q_{j \text{ max}} \text{ (m}^3\text{/j)}$	1621,5	165	1786,5
$Q_{h \text{ max}} \text{ (m}^3\text{/h)}$	2108	214,5	2322,5

III.3.4 Etude des variations des débits horaires

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = \frac{Q_{\text{max j}}}{24} \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec :

$Q_{\text{moy h}}$: Débit moyen horaire ($\text{m}^3\text{/h}$)

$Q_{\text{max j}}$: Débit maximal journalier ($\text{m}^3\text{/j}$)

Dans notre cas, nous avons

$$Q_{\text{max j}} = 1786,5 (\text{m}^3\text{/j}) \longrightarrow 74,4375 (\text{m}^3\text{/h})$$

$$Q_{\text{moy h}} = 2322,5 (\text{m}^3\text{/h}) \longrightarrow 96,77 (\text{m}^3\text{/h})$$

III.3.5 Variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération selon le nombre des habitants

Les débits maximum et minimum horaires sont déterminés à partir du tableau de répartition des débits.

Tableau III.10: la variation horaire en fonction du nombre de la population (Salah ,2008).

Heures	Nombres d'habitants				Agglo. de type rural
	Moins de 10000 (habitants)	De 10001 à 50000 (habitants)	De 50001 à 100000 (habitants)	Plus de 100000 (habitants)	
(h)					
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	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	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	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Remarque

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage % par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. Dans notre cas, nous choisissons la répartition de 10001 à 50000 hab.

III.3.6 Calcul de la consommation horaire

Ce tableau montre les changements de consommation quotidiens (domestique, Equipment, Répartition horaire) par rapport aux heures de jour

Tableau III.11 : Consommation horaire

heure	Domestique		Equipment		Répartition horaire	
	%	Q h (m ³ /h)	%	Q h (m ³ /h)	%	Q h(m ³ /h)
0-1	1,5	37,94		37,94	1,36	10,54
1-2	1,5	37,94		37,94	1,36	10,54
2-3	1,5	37,94		37,94	1,36	10,54
3-4	1,5	37,94		37,94	1,36	10,54
4-5	2,5	63,24		63,24	2,27	17,57
5-6	3,5	88,53	8,33	88,53	3,18	24,59
6-7	4,5	113,83	8,33	135,28	4,85	37,58
7-8	5,5	139,12	8,33	160,57	5,76	44,6
8-9	6,25	158,1	8,33	179,55	6,44	49,87
9-10	6,25	158,1	8,33	179,55	6,44	49,87
10-11	6,25	158,1	8,33	179,55	6,44	49,87
11-12	6,25	158,1	8,33	179,55	6,44	49,87
12-13	5	126,48	8,33	147,93	5,31	41,09
13-14	5	126,48	8,33	147,93	5,31	41,09
14-15	5,5	139,12	8,33	160,57	5,76	44,6
15-16	6	151,77		173,22	6,22	48,12
16-17	6	151,77		173,22	6,22	48,12
17-18	5,5	139,12		160,57	5,76	44,60
18-19	5	126,48		126,48	4,54	35,13
19-20	4,5	113,83		113,83	4,08	31,62
20-21	4	101,18		101,18	3,63	28,11
21-22	3	75,89		75,89	2,72	21,08
22-23	2	50,59		50,59	1,82	14,05
23-24	1,5	37,94		37,94	1,36	10,54
Total	100	2529,54		37,94	1,36	10,54

Q
max=179,55

**Remarque :**

Ce tableau montre les changements dans la consommation d'eau par rapport aux heures de la journée, d'une population de 10810 habitants dans la zone sud ouest Chabaat El ham

À partir de ce tableau, le Bureau d'études a noté que le débit d'eau est d'une grande valeur pendant les heures de repas lorsque les gens consomment de plus en plus d'eau.

D'après ce tableau $Q_{\max} = 49,87 \text{ l/s}$

On a comme donnée : $Q_{\text{incendie}} = 17 \text{ l/s}$

$Q_{\text{pointe}} = Q_{\max} + Q_{\text{d'incendie}} \dots \dots \dots (III.5)$

$Q_{\text{pointe}} = 66.87 \text{ l/s}$

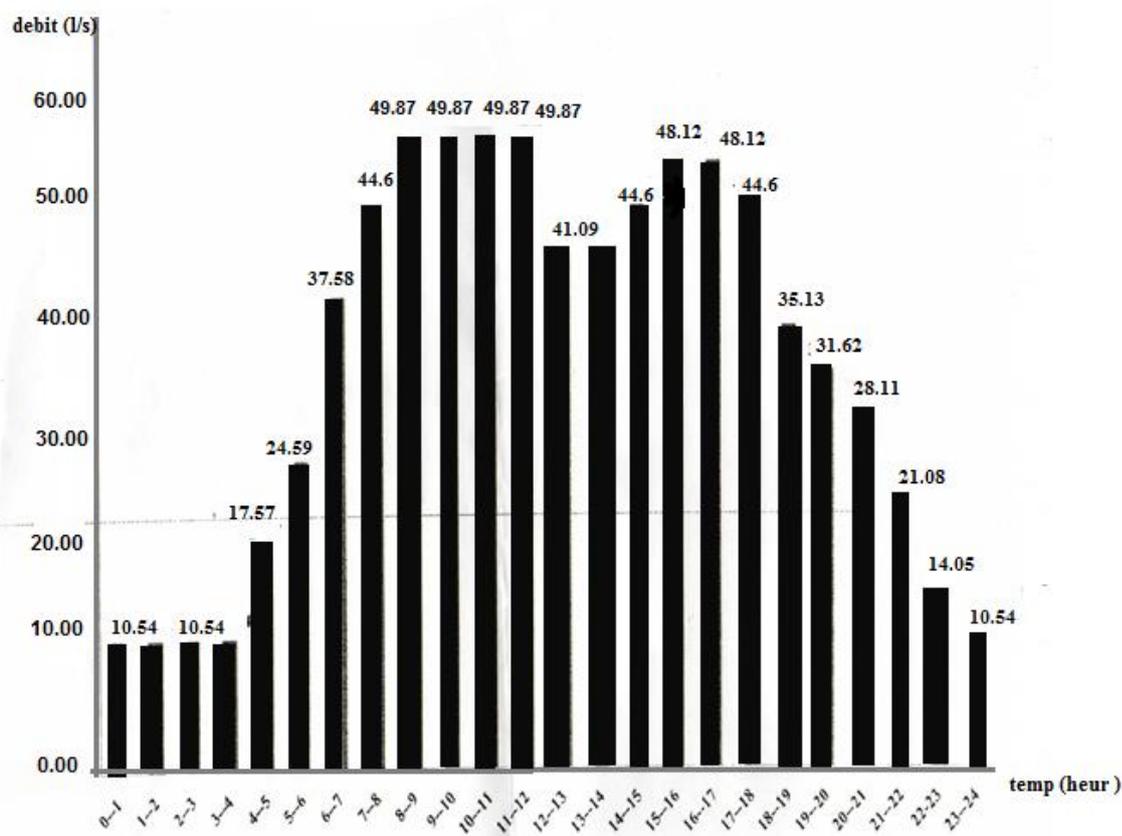


Figure III.1 la consommation en eau de l'agglomération

Conclusion

La population de la zone d'étude est passée de 10810 à 14276 habitants à l'horizon 2048 Cette évolution entraine une augmentation des besoins en eau qu'on a estimée en tentant compte de la dotation unitaire et du développement des équipements.

On à obtenu le débit de pointe $66,87 \text{ m}^3/\text{s}$

Notre objectif est dans le prochain chapitre c'est dimensionnement de la zone sud ouest Chabaat El Ham.

Chapitre IV

Dimensionnement du réseau de distribution par la méthode d'HARDY CROSS

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION PAR LA METHODE D'HARDY CROSS

Introduction

L'eau qui arrive au château d'eau est distribuée dans un réseau de canalisations, sur lequel les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnées. Le diamètre de la canalisation doit être suffisant, de telle façon à assurer le débit maximal, avec une pression au sol convenable en fonction de la hauteur des immeubles. Nous allons dans ce dernier chapitre procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, pour pouvoir dimensionner celui-ci, afin de déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées. Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits en route pour chaque tronçon.

IV.1 Conception du réseau

Le réseau de distribution de notre agglomération est de type mixte suivant le plan de la voirie. Il comportera deux (2) mailles et douze (12) tronçons. Il sera desservi par un piquage d'eau situé au milieu du réseau, pour que la distribution de l'eau sera bien répartie. Son tracé a été conçu en tenant compte des paramètres suivants :

- Repérer les consommateurs importants (débits concentrés soutires) ;
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal, pour assurer la distribution aux consommateurs ;
- Suivant ce sens, conduites principales seront tracées ;

- Ces conduites doivent être bien réparties, pour la bonne distribution de l'eau ;

Afin alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles) ;

Suite à ces conditions, nous avons déduit un nombre de maille égale à maille (2).

IV.2 Longueur des tronçons du réseau de distribution

Comme il est indiqué dans le chapitre précédent, le choix de tracer du réseau a été fait suivant le plan de la voirie. Les longueurs des différents tronçons sont données dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1: Longueur de chaque tronçon

N° des tronçons du réseau maillé	Longueur des tronçons(m)
1-2	170
1-5	592,2
2-3	204
2-4	560
2-1	170
3-4	438
3-2	204
4-5	350
4-2	560
4-3	438
5-1	592,2
5-4	350

IV.3 Détermination du réseau de distribution

IV.3.1 Détermination des débits pour le réseau mixte

Pour la détermination des débits dans le réseau maillé, on effectuera le calcul comme suit :

1. Déterminer la longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
2. Calculer les débits en route, pendant l'heure de pointe ;
3. Déterminer le débit spécifique connaissant les débits en route ;
4. Connaissant le débit spécifique, on détermine les débits aux nœuds

IV.3.2 Débit spécifique

Le débit spécifique est égale, au débit domestique pour l'heure correspondant à l'heure de pointe (notre cas 8h÷12h : moins les débits concentres en chaque nœud que divise la longueur totale des tronçons

$$Q_{sp} = \frac{Q_{dom} - \sum Q_{conc}}{\sum L_i} \quad (IV.1)$$

Avec;

$$Q_{sp} : 0,0028 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$Q_{dom} : 179,55 \text{ m}^3/\text{s} = 49,87 \text{ l/s}$$

$$Q_{conc} : 0 \text{ l/s}$$

L_i : Longueurs des tronçons (m)

Dans notre cas :

$$Q_{dom} = Q_{max h} = 179,55 \text{ m}^3/\text{h} = 49,87 \text{ l/s}$$

$$Q_{conc} = 0 \text{ l/s};$$

$$\sum L_i = 2314,2 \text{ m}$$

$$Q_{\text{pointe total}} = Q_{\text{pointe}} + Q_{d/incendie} \quad (IV.2)$$

$$Q_{\text{pointe}} = 49,87 \text{ (l/s)}$$

$$Q_{d/incendie} = 17 \text{ (l/s)}$$

Ainsi,

$$Q_{\text{pointe total}} = 66,87 \text{ l/s}$$

IV.3.3 Détermination du débit en route

Ayant le débit spécifique par mètre linéaire, et la longueur de chaque tronçon du réseau, il ne reste qu'à multiplier le débit spécifique par la longueur de chaque tronçon pour avoir les débits en route.

$$Q_r = q_{sp} \times L_i \text{ (l/s)} \quad (IV.3)$$

Les résultats des débits en route de chaque tronçon sont portés dans le tableau IV.2 suivant :

Tableau IV.2 : Débits en route

N° des tronçons	L (m)	Q _{sp} (l/s/ ml)	Q _r (l/s)
1-2	170	0,003	4,9122
1-5	592,2	0,003	17,1
2-3	204	0,003	5,89356
2-4	560	0,003	16,1784
2-1	170	0,003	4,9122
3-4	438	0,003	12,6538
3-2	204	0,003	5,89356
4-5	350	0,003	10,115
4-2	560	0,003	16,1784
4-3	438	0,003	12,6538
5-1	592,2	0,003	17,1
5-4	350	0,003	10,115

IV.3.4 Détermination des débits aux nœuds

Le calcul consiste à prendre chaque nœud, et voir tous tronçon sortant de ce nœud ayant déjà les débits en route de ces tronçons. On calcul le débit au nœud, en multipliant la somme des débits en routes par un coefficient X qui égale à 0,5

Remarque

$$Q_{\text{nœud}} = 0,5 \times \sum Q_r \text{ (l/s)}$$

(IV.4)

Si au nœud considère on notera aussi un débit concentré, le débit au nœud sera alors égale à $(0,5 \times \sum Q_r) + Q_{\text{conc}}$ (IV.5), c'est à dire la somme de ces deux débits.

Tous les autres débits au nœud se calculent de la même façon, leurs résultats sont représentés dans le tableau IV.3.

Pour vérifier que les débits aux nœud sont exactes, il faut que leur somme soit égale, au débit maximum horaire (Q_{maxh}), c'est a dire débit de pointe ;

Dans notre cas, la somme des débits aux nœuds est égale aux débits de pointe ;

$$\sum Q_{\text{nœud}} = Q_{\text{maxh}} = 66,87 \text{ l/s}$$

Tableau IV.3 : Débits aux nœuds.

N°noud	N° Tronçon	L(m)	Q_r	$\sum Q_r$	Q_{noeud}
1	1-2	170	4,9122	22,0122	11,0061
	1-5	592,2	17,1		
2	2-3	204	5,89356	26,98	13,5
	2-1	170	4,9122		
	2-4	560	16,1784		
3	3-4	438	12,6538	18,5436	9,3
	3-2	204	5,89356		
4	4-5	350	10,115	38,9472	19,47
	4-2	560	16,1784		
	4-3	438	12,6538		
5	5-1	592,2	17,1	27,215	13,6
	5-4	350	10,115		
Total					66,87

IV.3.5 Calcul du réseau de distribution

A partir du point de piquage d'eau, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation, dans lesquelles les branchements seront piqués, en vue de l'alimentation des abonnées. Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible, avec la hauteur des immeubles.

IV.4 La méthode de HARDY CROSS

Il faut s'avoir qu'on ne peut déterminer le débit réel, et le sens exact de l'écoulement, qu'après avoir suivi certaines hypothèses et conditions, en tenant compte du fait que pour assurer une circulation d'eau normale, il faut avoir au point de rencontre des deux courants d'eau des pressions égales ;

Parmi les diverses méthodes qui règlent ce problème, le calcul par la méthode manuelle d'HARDY CROSS, permet par approximations successives d'obtenir le débit réel qui circulera dans chaque tronçon du réseau, et le sens de l'écoulement de celui-ci.

IV.4.1 La base de la méthode

1^{er} loi (équation de continuité 1ere de KIRCHOFF)

En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui y arrive est égale à la somme des débits qui y partent.

2^{eme} loi (loi des mailles)

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charges est nulle ($\sum \Delta H_{I-K} = 0$)

IV.4.2 Principe de la méthode de HARDY CROSS

Le principe de calcul consiste à fixer dans chaque maille, une répartition supposée des débits et un sens d'écoulement choisi, de manière à satisfaire la 1ère loi.

IV.4.3 Calcule des diamètres des tronçons

La détermination des diamètres, se fera à partir des débits repartis dans chaque tronçons, pour l'heure de pointe, on fixe alors une vitesse économique de (0.6 ÷ 0.8) m/s et on dimensionnera pour le débit défavorable c'est à dire, par l'équation de continuité ;

$$Q = V \times S$$

Où :

V : Vitesse d'écoulement (m/s)

S : Section de la conduite (m²)

Q: Debit (m³/s)

D'ou:

$$Q = \frac{V \times \pi \times D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} \quad (\text{IV.5})$$

Le résultat de calcul est résumé dans le tableau IV.4.

Tableau IV.4 : Calcul des diamètres des tronçons.

N° des tronçons	Longueur des tronçons L (m)	Débits des tronçons Q (l/s)	Vitesse V (m/s)	Diamètres D (mm)
1-2	170	27,93195	1	185
1-5	592,2	27,93195	1	188
2-3	204	12	1	123
4-2	560	2,43195	1	55
5-4	438	14,33195	1	135
3-4	350	2,7	1	58

IV.4.4 Calcule des pertes de charge

La méthode proposée pour le calcul des pertes de charge est simple, en effet, elle consiste à chercher la perte de charge par la table de HAZEN et WILLIAMS, en ayant le débit et le diamètre de la conduite.

Les pertes de charge sont calculées par la formule de HAZEN et WILLIAMS :

$$\Delta H_i = 10,67 \times \frac{Q^{1,852} \times L}{C_{HW}^{1,852} \times D^{4,87}} \quad (IV.6)$$

Où :

ΔH_i : Perte de charge linéaire (m) ;

Q : le débit du tronçon (m³/s) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

C_{HW} : coefficient de HAZEN et WILLIAMS ;

D : diamètre de la conduite (m).

- **Perte de charge totale**

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad (IV.7)$$

Où, la perte de charge singulière ΔH_S est estimée à 15% des pertes de charge linéaires ΔH_L

D'où, la deuxième loi se traduit par l'égalité suivante : $\sum \Delta H_i = 0$

Si elle n'est pas vérifiée du premier coup, il faut corriger la répartition de débits jusqu'à la

satisfaisante (correction se fait en ajoutant au débit suppose un débit correctif ΔQ)

IV.4.5 Calcul des débits correctifs

Le calcul des débits correctifs s'effectue de la manière suivante :

❖ Les pertes de charge sont proportionnelles aux débits, d'où on peut écrire :

$$\Delta H = R \times Q^\alpha \quad (\text{IV.8})$$

Avec ;

$$R = \frac{\Delta H}{Q^\alpha} \quad (\text{IV.9})$$

- En première lieu, on suppose des débits Q_0 , de telle façon à satisfaire la première loi des débits ;
- En deuxième lieu, après une première approximation des débits Q_0 , ils sont corrigés par un débit correctifs Δq_0 d'où, le nouveau débit sera égale à :

$$Q = Q_0 + \Delta q_0 \quad (\text{IV.10})$$

Alors, les pertes de charge auront la forme présentée dans la formule IV.8 ci-dessus. Or, pour que la deuxième loi soit vérifiée, il faut que :

$$\sum \Delta H = R \times (Q_0 + \Delta q_0)^\alpha = 0 \quad (\text{IV.11})$$

Note :

- On continue les calculs et les corrections jusqu'à ce qu'on trouve la valeur de $\Delta Q \leq 0,5$ l/s, pour chaque maille et $\Delta H \leq 1,5$ pour le contour du réseau de distribution ;
- Si $\Delta Q > 0,5$; on corrige les débits des tronçons, les nouveaux débits sont obtenus en faisant les sommes du débit supposées et la valeur du débit correctif Δq , en tenant compte des mailles adjacentes ;

Le résultat de calcul est résumé dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5 : Calcul des approximations du réseau maillé

N°	Longueur (m)	Q routes (l/s)	Q arbitraire (l/s)	D calculé (mm)	D normalisé (mm)	V (m/s)	j	ΔH (m)	$\Delta H/Q$	ΔQ (l/s)
1-2	170	0,51	27,93195	188	200	0,89	0,0082	1,394	49,9	
1-5	592,2	1,7766	27,93195	188	600	0,10	-0,0081	-4,796	-171,7	
5-4	350	1,05	14,33195	135	600	0,05	-0,011	-3,85	-275	
4-2	560	1,68	2,43195	55	300	0,03	0,0278	15,568	6401,44	
								8,316	6004,647398	0,00066
2-3	204	0,612	12	123	350	0,12	0,012	2,448	204	
4-2	560	1,68	2,43195	55	350	0,03	0,0278	15,568	6401,447398	
3-4	438	1,314	2,7	58	150	0,15	0,0263	11,519	4266,29	
								29,535	10871,7374	0,00135
										0,002

$$\Delta Q = \frac{\Delta H}{\sum \frac{\Delta H}{Q}}$$

On obtenu : $\Delta Q < 0,5$

IV.4.6 Calcul des pressions au sol

Après la détermination des côtes des terrains de tous les nœuds (voir Plon de masse 1), ainsi que les pertes de charge de tous les tronçons du réseau, on effectuera le calcul des pressions au sol du réseau.

La détermination de la pression de service en un nœud quelconque est obtenue à partir de la côte piézométrique du nœud précédent diminuée des pertes de charge (occasionnées le long d'un tronçon et la côte du terrain naturel du nœud considéré tout en respectant le sens d'écoulement de l'eau dans la conduite).

- **Méthode de calcul**

Le calcul consiste à donner la charge libre ou la pression nécessaire au château d'eau à un nœud bien précis, de plus on ajoute cette pression à la côte naturel de ce nœud et on obtient alors sa côte piézométrique qui servira à la détermination de toutes les autres côtes piézométrique des nœuds restantes en diminuant ou on ajoutant les pertes de charge occasionnées le long des tronçons en tenant compte du sens d'écoulement de l'eau dans les conduites ;

Les pressions des autres nœuds seront déterminées, en faisant la différence entre la côte

piézométrique du nœud à déterminer et sa côte naturelle.

Remarque

La charge libre (pression) nécessaire pour l'heure de pointe est déterminée suivant le nombre d'étage des immeubles aménagés sur le site. Pour notre cas, les immeuble sont de type (R + 1) donc la charge libre nécessaire est de :

$$H_L = 10 + 3 \times n \quad (\text{IV.12})$$

Où, n est le nombre d'étage

Calcul de la pression

La pression est calculée par l'équation (IV.13) :

$$P_S = C_P + C_T \text{ (m)} \quad (\text{IV.13})$$

Où :

P_S : Pression de service en (m) ;

C_P : Côte piézométrique en (m) ;

C_T : Côte de terrain naturel en (m) ;

Les résultats de calcul de la pression aux nœuds du réseau maillé sont portés dans les tableaux IV. 6 et IV.7.

Tableau IV.6: 1 ère étape d'itération par méthode de Hardy Cross

Tronçon	Langueur (m)	q tronçon (l/s)	Diamètre (mm)	λ (mm)	j (m)	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q} \times 10^{-3}$	$2\left(\frac{\Delta H}{Q}\right)$	ΔQ (l/s)
1-2	170	27,93395	188	0,03	0,008	1,38	49		
1-5	592,2	27,93395	188	0,03	-0,008	-4,7376	-169		
2-3	204	12,002	123	0,03	0,012	2,53	210		
4-2	560	2,43395	55	0,04	0,037	20,75	8 520		
3-4	438	2,702	58	0,03	0,0263	11,54	4270		
5-4	350	14,33	135	0,03	0,0113	-3,96	-270		
						27,50	12610	25220	0,001

Tableau IV.7 : 2^{ème} étape d'itération par méthode de Hardy Cross

Tronçon	Langueur (m)	q tronçon (l/s)	Diamètre (mm)	λ (mm)	j (m)	ΔH	$\frac{\Delta H}{Q} \times 10^{-3}$	$2\left(\frac{\Delta H}{Q}\right)$	ΔQ (l/s)
1-2	170	27,934	188	0,03	0,008	1,38	0,049		
1-5	592,2	27,934	188	0,03	-0,008	-4,7376	-0,169		
2-3	204	12,004	123	0,03	0,012	2,53	0,210		
4-2	560	2,43495	55	0,04	0,037	20,75	8,5252		
3-4	438	2,704	58	0,03	0,0263	11,54	4,26		
5-4	350	14,33695	135	0,03	0,0113	-3,96	-0,276		
						27,5024	12598,4	25198,4	0,00109

IV.4.7 Calcule de la cote piézométrique du point de piquage

- La vitesse

$$Q_p = 179,55 \text{ m}^3/\text{s} = 49,87 \text{ l/s}$$

On a:

$$Q = V \times s \quad \text{(IV.14)}$$

$$\Rightarrow V = \frac{Q}{S}$$

$$\Rightarrow V = 1,5 \text{ m}^2/\text{s}$$

- Le nombre de Reynold

$$R = \frac{VD}{\mu} \quad \dots\dots\dots \text{(IV.15)}$$

$$Re = 300000 > 20000$$

On utilise la formule de COOL BROOK:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_{\text{new}}}} = -2 \log \left(\frac{2,52}{\sqrt{\lambda_{\text{OLD}}}} + \frac{K}{3,7 \times D} \right)$$

$$\lambda_{\text{OLD}} = 0,002, K = 0,001$$

$$\Delta H_L = \lambda \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} = 6,8 \text{ m}$$

$$\Delta H_s = 0,2 \times \Delta H_L = 1,3$$

$$\sum \Delta H = 8,1 \text{ m}$$

- Cote piézométrique de point de piquage.

Cote p du point de piquage = cote piézométrique du res – $\sum \Delta h$ (IV.16)

Cote p du point de piquage=260 – 8,1

Cote p du point de piquage = 250,9 m

Tableau IV.8 : Calcul des débits en route et Débits aux nœuds (méthode manuelle)

nœud	Tronçons	LONGUEURS(m)	qsp	Qroute(l/s)= q sp*L	0,5*Qroute	Q nœud (l/s)
1	1-2	170	0,01333203	2,2664451	1,13322255	5,09
	1-5	592,2	0,01333203	7,895228166	3,94761408	
2	2-3	204	0,01333203	2,71973412	1,35986706	3,23
	2-1	170	0,01333203	2,2664451	1,13322255	
	2-C	26	0,01333203	0,34663278	0,17331639	
	2-U	83,7	0,01333203	1,115890911	0,55794546	
C	C-C1	20,1	0,01333203	0,267973803	0,1339869	2,6
	C-L	342	0,01333203	4,55955426	2,27977713	
	C-C2	26	0,01333203	0,34663278	0,17331639	
C1	C1-C	20,1	0,01333203	0,267973803	0,1339869	1,41
	C1-C2	51,4	0,01333203	0,685266342	0,34263317	
	C1-C3	139,87	0,01333203	1,864751036	0,93237552	
C2	C2-C1	51,4	0,01333203	0,685266342	0,34263317	0,34
C3	C3-C1	139,71	0,01333203	1,862617911	0,93130896	0,93
H	H-1	203,4	0,01333203	2,711734902	1,35586745	3,2
	H-G	188,3	0,01333203	2,510421249	1,25521062	
	H-J	87,6	0,01333203	1,167885828	0,58394291	
J	J-J1	51,6	0,01333203	0,687932748	0,34396637	0,82
	J-K	71,36	0,01333203	0,951373661	0,47568683	
J1	J1-J2	53,5	0,01333203	0,713263605	0,3566318	1,16
	J1-J3	68,95	0,01333203	0,919243469	0,45962173	
	J1-J	51,6	0,01333203	0,687932748	0,34396637	
K	K-J	71,36	0,01333203	0,951373661	0,47568683	0,75
	K-K1	41,2	0,01333203	0,549279636	0,27463982	
	K1-K2	65,4	0,01333203	0,871914762	0,43595738	
K1	K1-K3	104,6	0,01333203	1,394530338	0,69726517	1,4
	K1-K	41,2	0,01333203	0,549279636	0,27463982	
	K2-K1	65,4	0,01333203	0,871914762	0,43595738	
K2	K3-K1	104,6	0,01333203	1,394530338	0,69726517	1,13
	G-G1	70,54	0,01333203	0,940441396	0,4702207	
	G-H	188,3	0,01333203	2,510421249	1,25521062	
G	G-5	200,5	0,01333203	2,673072015	1,33653601	2,6
	G1-G2	144,65	0,01333203	1,92847814	0,96423907	
	G1-I1	458,76	0,01333203	6,116202083	3,05810104	
5	5-E	280,5	0,01333203	3,739634415	1,86981721	4,02
	5-1	592,2	0,01333203	7,895228166	3,94761408	
	5-G	200,5	0,01333203	2,673072015	1,33653601	
E	E-E1	89,7	0,01333203	1,195883091	0,5	7,15
	E-5	280,5	0,01333203	3,739634415	1,86981721	
	E-4	80,3	0,01333203	1,070562009	0,535281	
4	4-E	80,3	0,01333203	1,070562009	0,535281	2,4
	4-Q	362	0,01333203	4,82619486	2,41309743	
	4-3	438	0,01333203	5,83942914	2,91971457	

	4-5	350	0,01333203	4,6662105	2,33310525	
	4-L1	134,8	0,01333203	1,797157644	0,89857882	9,1
L1	L1-4	134,8	0,01333203	1,797157644	0,89857882	
	L1-L2	56,31	0,01333203	0,750726609	0,3753633	
	L1-L	45	0,01333203	0,59994135	0,29997068	1,6
L	L-L1	45	0,01333203	0,59994135	0,29997068	
	L-C	342	0,01333203	4,55955426	2,27977713	
	L-M	35,75	0,01333203	0,476620073	0,23831004	3
M	M-N	64,2	0,01333203	0,855916326	0,42795816	
	M-L	35,75	0,01333203	0,476620073	0,23831004	
	M-M1	38,6	0,01333203	0,514616358	0,25730818	1
M1	M1-M2	23,8	0,01333203	0,317302314	0,15865116	
	M1-M3	43,3	0,01333203	0,577276899	0,28863845	
	M1-M	38,6	0,01333203	0,514616358	0,25730818	0,7
N	N-M	64,2	0,01333203	0,855916326	0,42795816	
	N-N1	123,15	0,01333203	1,641839495	0,82091975	
	N-N2	127,1	0,01333203	1,694501013	0,84725051	2,09
Q	Q-4	362	0,01333203	4,82619486	2,41309743	
	Q-3	76	0,01333203	1,01323428	0,50661714	
	Q-Q1	26,6	0,01333203	0,354631998	0,177316	0,7
Q1	Q1-Q2	24	0,01333203	0,31996872	0,15998436	
	Q1-Q3	78,03	0,01333203	1,040298301	0,52014915	
	Q1-Q	26,6	0,01333203	0,354631998	0,177316	0,86
3	3-Q	76	0,01333203	1,01323428	0,50661714	
	3-4	438	0,01333203	5,83942914	2,91971457	
	3-2	204	0,01333203	2,71973412	1,35986706	
	3-S	184,77	0,01333203	2,463359183	1,23167959	6,02
S	S-3	184,77	0,01333203	2,463359183	1,23167959	
	S-T	72	0,01333203	0,95990616	0,47995308	1,72
T	T-S	72	0,01333203	0,95990616	0,47995308	
	T-T1	102,2	0,01333203	1,362533466	0,68126673	
	T-u	10	0,01333203	0,1333203	0,06666015	1,23
U	U-T	10	0,01333203	0,1333203	0,06666015	
	U-2	83,7	0,01333203	1,115890911	0,55794546	0,62
TOTAL		5015,74			3,22435146	66,87

IV.4.8 Calcul des débits en route et Débits aux nœuds (méthode logiciel) : Logiciel Epanet

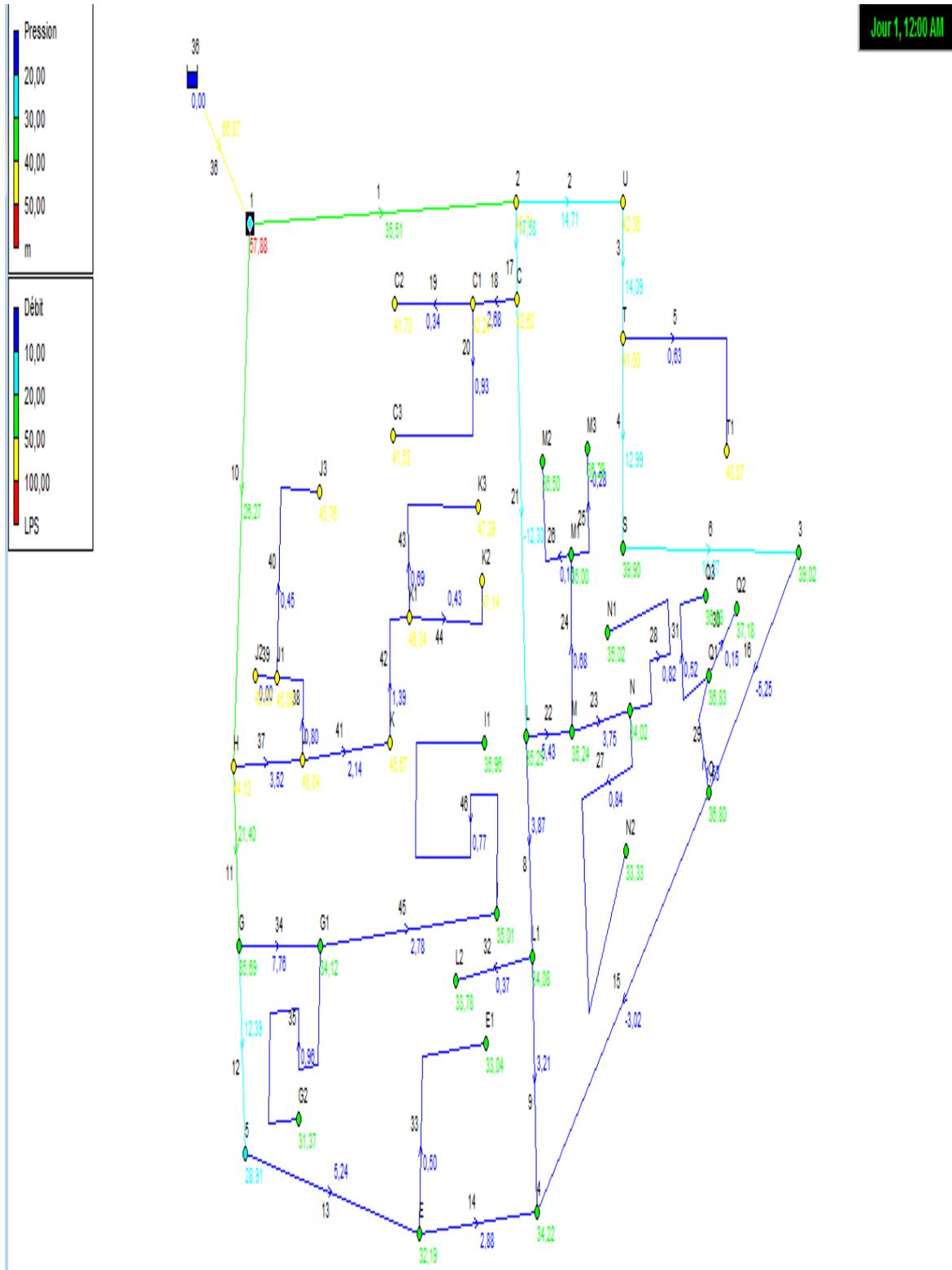


Figure IV.1 : Schéma réseau POS Sud-ouest Chabaat-El-Leham

IV.4.9 Présentation du logiciel Epanet

Epanet est un logiciel servant à l'analyse de systèmes de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression (conduites). C'est un logiciel du domaine public qui a été développé pour l'Environmental Protection. On sait qu'un réseau est un composé de tuyaux, nœuds, pompes, vannes, bâches et réservoirs. Epanet peut calculer différentes variables comme la pression à chaque nœuds, le niveau d'eau dans les réservoirs, ainsi que la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du système.

Le logiciel Epanet permet une analyse hydraulique de réseau à partir des caractéristiques physiques des tuyaux et dynamiques des nœuds. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse de systèmes de distribution. Epanet offre aussi une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer un réseau (modification du régime de pompage, précision d'usage des stations de recoloration, planification des entretiens et des remplacements des éléments du réseau, etc.). Epanet propose de maintenir et d'améliorer la qualité d'eau distribuée aux consommateurs (EPANET.S., 2003)

IV.4.10 Résultat simulation (méthode logiciel) : Logiciel Epanette

Lorsque nous terminons le traçage du réseau, nous spécifions les mailles et les ramifications avec les nœuds, suite Nous mettons les valeurs suivantes sur les nœuds :et les tronçon

Altitude de point de piquage (Cote piézométrique de point de piquage)

Demande de base c'est-à-dire le débit arbitraire de chaque nœud

Langueur de chaque tronçon

Altitude de chaque nœud (les cotes de chaque nœud)

Altitude de point de piquage (Cote piézométrique de point de piquage)

Suite Puis appuyez sur le bouton simulation 

Après sur le bouton tableau  pour le affichage des résultats suivantes :

Tableau IV.9 : Nœuds - arcs

ID Langueur Arc (mm)	Nœud diamètre initial initial	Nœud final final	langueur (m)	diamètre (mm)
1	1	2	170	110
2	2	U	83,7	110
3	U	T	10	110
4	T	S	72	110
5	T	T1	102,2	110
6	S	3	184,77	110
8	L	L1	45	110
9	L1	4	134,8	110
10	I	H	203,4	110
11	H	G	188,3	110
12	G	5	200,5	110
13	5	E	280,5	110
14	E	4	80,3	110
15	4	Q	362	110
16	Q	3	76	110
17	2	C	26	110
18	C	C1	20,1	63
19	C1	C2	51,4	63
20	C1	C3	139,71	63
21	C	L	342	63
22	L	M	35,75	110
23	M	N	64,2	63
24	M	M1	38,6	63
25	M3	M1	43,3	63
26	M1	M2	23,8	63
27	N	N2	127,1	63
28	N	N1	123,15	200
29	Q	Q1	26,6	63
30	Q1	Q2	24	63
31	Q1	Q3	78,03	63
32	L1	L2	100	200
33	E	E1	89,7	63
34	G	G1	458,76	110
35	G1	G2	144,65	90
36	36	1	1	200
37	H	J	87,6	110
38	J	J1	51,6	90
39	J1	J2	53,5	63
40	J2	J3	68,95	63
41	J3	K	71,36	110
42	K	K1	41,2	90
43	K1	K3	55,1	63
44	K1	K2	65,4	90
45	G1	I	100	200
46	1	I1	100	200

Tableau IV.10 : Nœuds

ID Nœud	Demande LPS	Charge (m)	Pression M	Qualité
1	5,09	250,88	57,88	0,00
2	3,23	233,71	43,71	0,00
U	0,62	232,06	42,36	0,00
S	1,72	230,75	39,90	0,00
3	6,02	228,52	39,02	0,00
T	0,47	231,88	41,90	0,00
T1	0,63	231,87	40,87	0,00
Q	0,7	228,30	36,80	0,00
4	9,10	227,92	34,22	0,00
L1	0,29	228,08	34,08	0,00
L	3	228,15	35,25	0,00
E	1,86	227,99	32,19	0,00
5	7,15	228,81	28,91	0,00
G	1,25	231,69	35,69	0,00
H	1,35	239,13	44,13	0,00
C	2,6	233,00	42,60	0,00
C1	1,41	232,74	42,24	0,00
C2	0,34	232,73	41,73	0,00
C3	0,93	232,49	41,53	0,00
M	1	228,04	35,24	0,00
M1	0,25	228,00	36,00	0,00
N	2,09	226,52	34,02	0,00
M2	0,15	228,00	36,50	0,00
M3	0,28	227,99	36,29	0,00
N2	0,84	226,33	33,33	0,00
N1	0,82	228,18	35,02	0,00
Q1	0,86	228,13	36,83	0,00
Q2	0,15	228,13	37,18	0,00
Q3	0,52	228,13	36,93	0,00
L2	0,37	228,08	33,78	0,00
E1	0,5	227,94	33,04	0,00
G1	4,02	228,92	34,12	0,00
K	0,75	238,97	45,67	0,00
K1	0,27	238,94	46,34	0,00
G2	0,96	228,87	31,37	0,00
J	0,58	239,01	45,04	0,00
J1	0,35	239,00	45,00	0,00
J2	0,00	239,00	45,00	0,00
J3	0,45	238,96	45,76	0,00
K2	0,43	238,94	47,14	0,00
K3	0,69	238,89	47,39	0,00
I	2,01	238,91	35,01	0,00
I1	0,77	238,91	35,96	0,00
36 Bâche	66,87	238,90	0,00	0,00

Tableau IV.11 : Arcs

ID Arc	Débit LPS	Vitesse m/s	Perte de charge m/km	Etat
1	14,09	1,48	18,23	Ouvert
2	12,99	1,37	15,68	Ouvert
3	0,63	0,07	0,06	Ouvert
4	11,27	1,19	12,05	Ouvert
5	3,87	0,41	1,66	Ouvert
6	3,21	0,34	1,18	Ouvert
7	26,27	2,76	57,77	Ouvert
8	21,40	2,25	39,52	Ouvert
9	12,39	1,30	14,36	Ouvert
10	5,24	0,55	2,91	Ouvert
11	2,88	0,3	0,96	Ouvert
12	-3,02	0,32	1,05	Ouvert
13	-5,25	0,55	2,91	Ouvert
14	2,88	0,3	0,96	Ouvert
15	-3,02	0,32	1,05	Ouvert
16	-5,25	0,55	2,93	Ouvert
17	17,58	1,85	27,46	Ouvert
18	2,68	0,86	12,73	Ouvert
19	0,34	0,11	0,28	Ouvert
20	0,93	0,3	1,79	Ouvert
21	12,30	1,29	14,17	Ouvert
22	5,43	0,57	3,12	Ouvert
23	3,75	1,2	23,72	Ouvert
24	0,68	0,22	1	Ouvert
25	0,28	0,09	0,19	Ouvert
26	0,15	0,05	0,06	Ouvert
27	0,84	0,27	1,49	Ouvert
28	0,82	0,03	0,00	Ouvert
29	1,53	0,49	4,51	Ouvert
30	0,15	0,05	0,06	Ouvert
31	0,52	0,17	0,61	Ouvert
32	0,37	0,01	0,00	Ouvert
33	0,50	0,16	0,57	Ouvert
34	7,76	0,82	6,04	Ouvert
35	0,96	0,15	0,33	Ouvert
36	66,87	2,13	17,33	Ouvert
37	3,52	0,37	1,4	Ouvert
38	0,80	0,13	0,24	Ouvert
39	0,00	0,00	0,00	Ouvert
40	0,45	0,14	0,47	Ouvert
41	2,14	0,23	0,56	Ouvert
42	1,39	0,22	0,66	Ouvert
43	0,69	0,22	1,03	Ouvert
44	0,43	0,07	0,08	Ouvert
45	2,78	0,09	0,05	Ouvert

Conclusion

Suite à la simulation, nous avons obtenus des pressions et des vitesses acceptables sur les pluparts des cas dans le réseau de distribution, excepté dans quelques tronçons où les vitesses sont faibles et inférieures à 0,5 m/s. Ces pressions suffisantes vont permettre de pallier aux problèmes actuels que rencontre le réseau de distribution, car beaucoup des abonnés se plaignent d'un manque d'eau fréquent dans leur robinet. D'autre part, après un diagnostic fait sur place, on n'a constaté que ces problèmes sont dus à un sous dimensionnement du réseau existant qui a conduit par la suite à des fortes pertes de charge dans le réseau.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

En se basant sur les données auprès des différents services de l'agglomération Chabaat EL Ham, nous avons essayé de procéder à l'étude de dimensionnement du réseau de distribution de l'eau dans la région POS Sud-ouest de Chabaat EL Ham.

L'étude a porté le réseau d'alimentation en eau potable existantes dans l'agglomération Chabaat el Ham et pendant l'étude de ce réseau, nous atteignons le besoin de fournir la zone d'étude POS sud ouest Chabaat EL Ham.

En plaçant un point de piquage dans une conduite principal de 200 mm de diamètre Passes d'eau a travers deux mailles sont composées par des canaux de diamètres comprise entre [56_188].

Après nos calculs nous avons conclu que la méthode du programme Epanette était plus facile que la méthode manuelle pour calculer le diamètre, la pression.

Et grâce à l'enquête que nous avons menée, nous avons conclu que le réseau de cette zone connaîtra l'expansion de certaines chaînes dans les années à venir au cours des 40 prochaines années il est développé par.

Calculs ont été faits à différents horizons, au présent comme futur jusqu'en 2048.

A travers ce travail nous avons essayé de trouver certaines solutions pour améliorer la Situation d'alimentation en eau potable de la ville,

Références bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

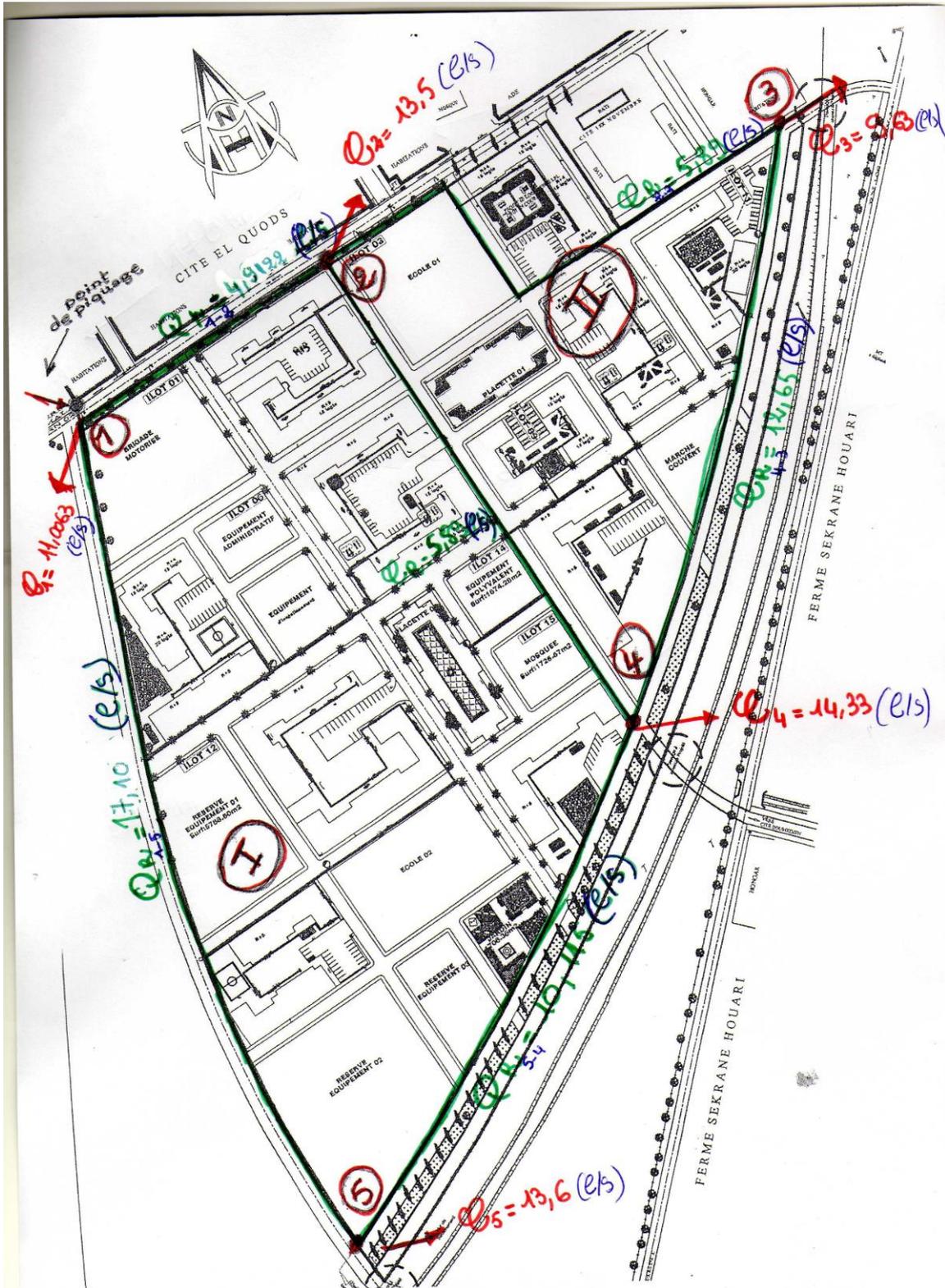
- Abdelhamid Y.**, 2012. Alimentation en eau potable de la ville d'Ouled Bessem (W.Tissemsilt). Mémoire d'Ingénieur. Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique. Blida.
- Atba M Y.**, 2013. Modélisation d'un réseau d'alimentation en eau potable et contribution à sa gestion à l'aide d'un système d'information géographique - Cas de la ville de GHAZAOUET. Mémoire de Master. Université de Tlemcen.
- APC de Chabaat El Ham**, 2008. Recensement général de la population de l'habitat 2008. Rapport. Des fiches d'identification des constructions et surface. La commune de Chabaat El Ham
- Bureau d'étude (anonyme)**, 2011. Opération des POS Chabaat el Ham zone Sud-ouest SAU. Oran
- Chaai T.**, 2012. Approche Méthodologique pour le diagnostic des réseaux d'eau. Mémoire de Magistère. Université de Batna.
- Dupont A.**, 1979. Hydraulique urbaine, tome II: ouvrage de transport – Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles.
- DRE (Direction des Ressources en eau)**, 2008. Etude de protection de la partie ouest de Chabaat-El Ham contre les crues. Etude de Hydro projet ouest H.P.O.
- D.U.C Direction d'urbanisme et d'habitat de la wilaya d'Ain Témouchent**, 2008. Diagnostic et Etat et de fait, Chapitre 1 présentation de la commune Chabaat el Ham.
- Bourma Y .**, 2008 . Alimentation en eau potable de la ville bouarfa willaya de Blida. Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique. Blida
- Messelmi H.**, 2012. Dimensionnement de système d'AEP de la ville de Dar-Chioukh. Wilaya de Djelfa. Mémoire d'Ingénieur. Ecole Nationale Supérieure d'hydraulique. Blida.
- Subdivision el mellah (D.R.E)**, 2011, Réhabilitation réseau A.E.P (Centre Chabaat el Ham).
- Saidi .A .**,2017 Etude du Réseau d'assainissement et d'alimentation en eau potable de l'extension du centre universitaire Belhadj Bouchaib Ain –Témouchent
- Sylla M.A.**, 2014. Etude et conception d'une station de traitement d'eau. Mémoire de Master. Centre Universitaire d'Ain-Temouchent.
- Valiron F.**, 1994. Mémento du gestionnaire d'alimentation en eau et de l'assainissement. Tome
- EPANET.S.**, 2003. Hydraulique urbaine, Simulation Hydraulique et Qualité, pour les Réseaux d'Eau sous Pression, Direction Technique, Département Réseaux, Comptage et Investissements.

Annexes

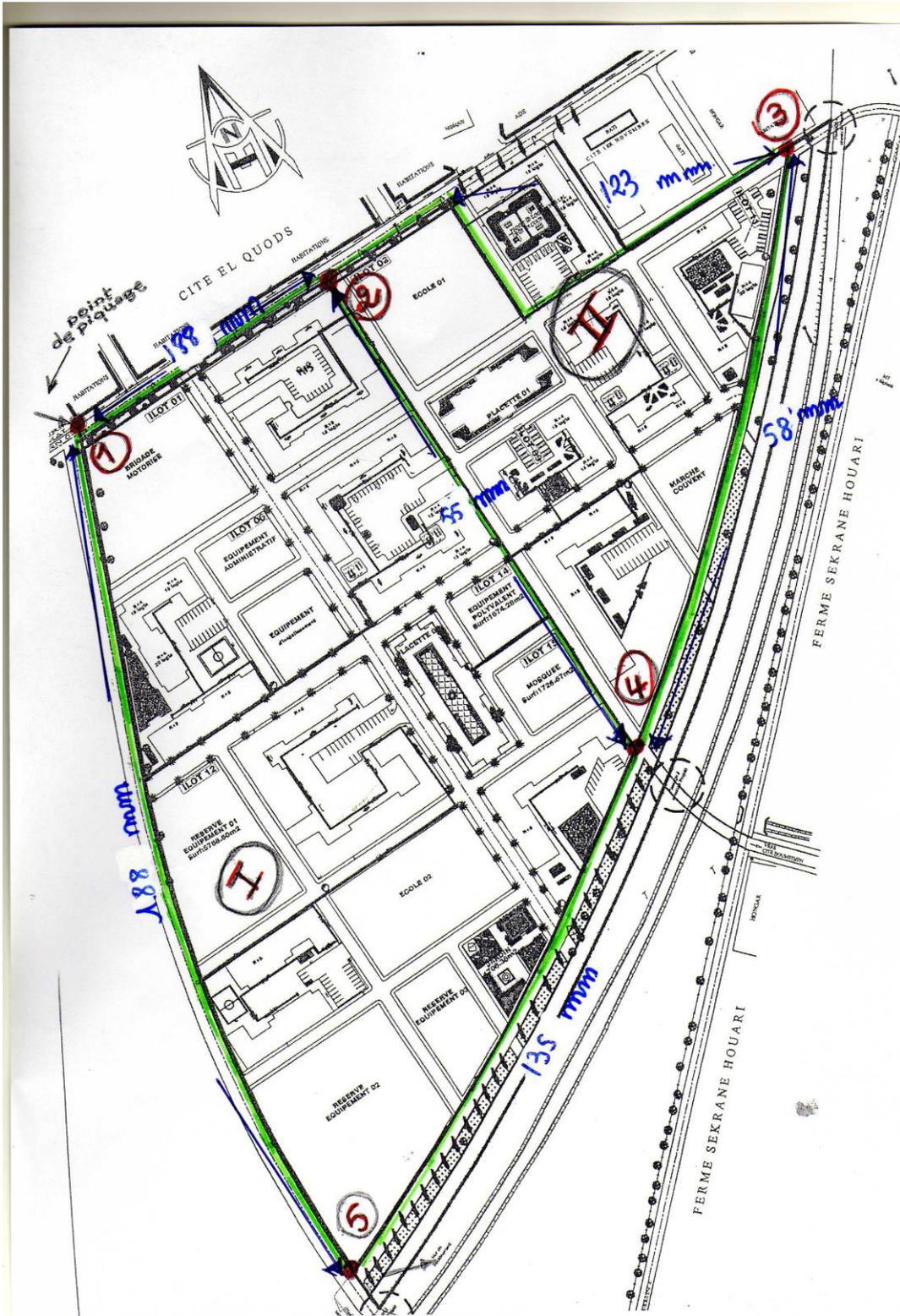
1-Dessin du réseau que la dimension de chaque tronçon :



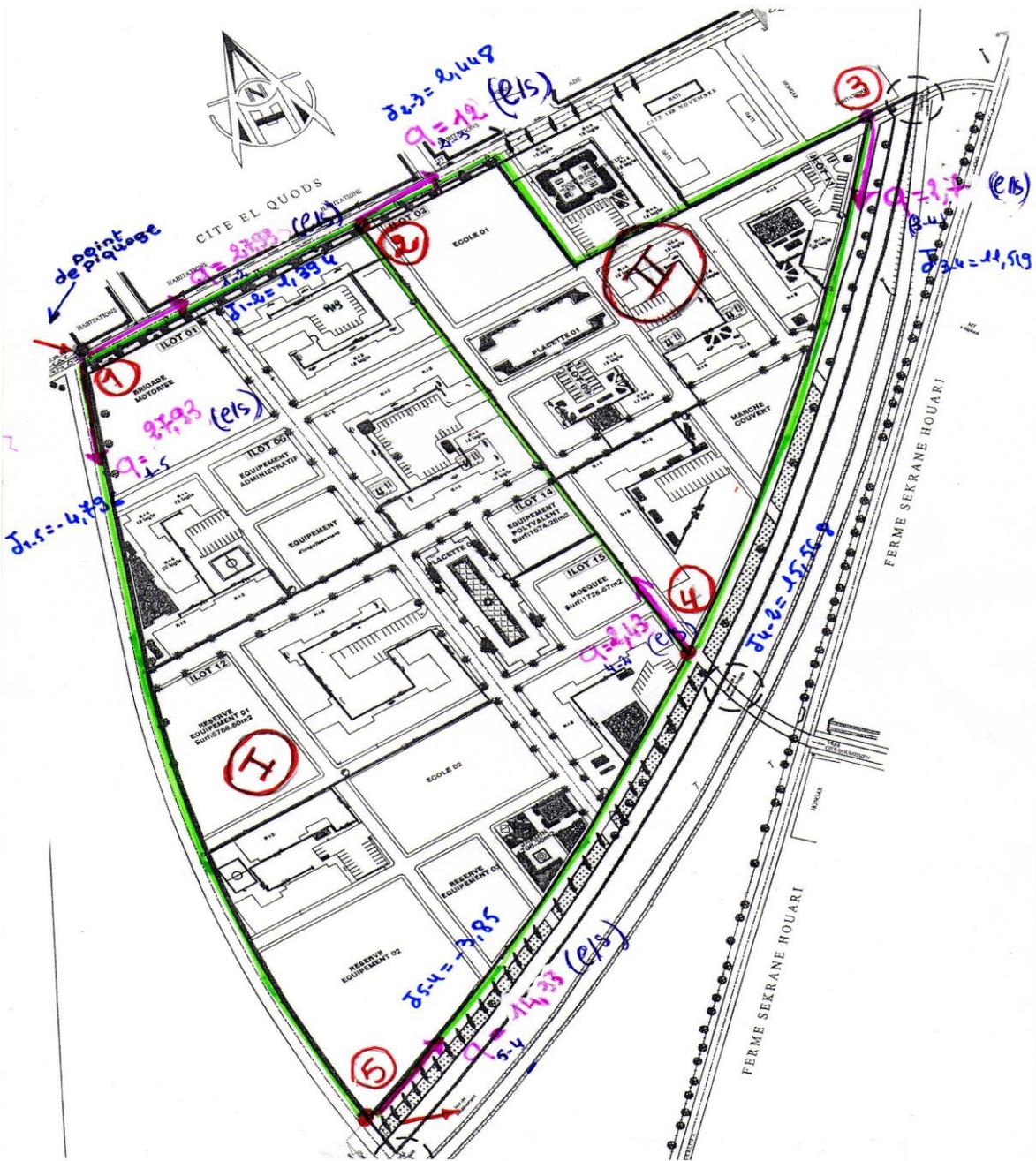
2- Estimation du débit au nœud



5-Diamètre à propose



6-Estimation des pertes de charges tel que $Q = DQ + Q$ arbitraire



7-Schéma réseau débit calculée D final avec le débit proposé

